

Zur Beurteilung der Festigkeitssteigerung von hochfestem Beton unter hohen Dehngeschwindigkeiten

The evaluation of the strength increase
of high strength concrete at high rates of loading

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor - Ingenieurs

Von der Fakultät Bauingenieurwesen der
Technischen Universität Dresden

genehmigte Dissertation

von

Dipl.-Ing. Sebastian Ortlepp

Referent: Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach

Koreferent: Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe

Koreferent: Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Eingereicht am: 28. September 2006

Tag der mündlichen Prüfung: 10. Mai 2007

Dresden, 2006

“Die moderne Wissenschaft muss besonders durch ihr Streben definiert werden, die Zeit als unabhängige Variable zu fassen.”

“Wirkliche Zeit ist (...) nur durch das Gedächtnis möglich, in dem die Vergangenheit in ihrer ganzen Fülle angesammelt wird. (...) Jeder Augenblick trägt den gesamten Fluss der Vergangenheit.”

Kolakowski *

* Leszek Kolakowski (*1927), polnischer Philosoph. Seit 1970 Dozent in Oxford.

Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit zeigt Forschungsergebnisse zur Materialveränderung normaler und hochfester Betone unter Impulsbelastung gegenüber einer quasi-statischen Beanspruchung. Die Untersuchung wurde an speziellen eingeschnürten Prismen unter zentrischem Zug vorgenommen. Die Untersuchungen belaufen sich auf die generelle Festigkeitssteigerung und Modifikation der Spannungs-Dehnungs-Beziehung infolge veränderter Belastung.

Neben den Betrachtungen des Materialverhaltens wurde auf die entstehenden Bruchflächen ein genaueres Augenmerk gerichtet, um Unterschiede des Materialverhaltens durch Änderungen beim Bruchvorgang zu erkennen. Zur Beurteilung der Bruchfläche werden die fraktale Analyse und ein Ortsfrequenzspektrum genutzt.

Summary

The present paper exhibits results of the latest research into the modification of the behaviour of normal and high-strength concrete on impact versus quasi-static loads. This examination has been carried out at tensile stress on special constricted specimens. The enquiries amount to the general strength increase and modification of the stress-strain-relationship due to a changing of load history.

Further on, a special attention was turned to the crack surface to get differences of the material behaviour during the cracking process. The fractal analysis and a spatial frequency spectrum were used for the description of the surface.

Vorwort

Während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität Dresden hatte ich Gelegenheit, zwischen 1999 und 2004 diese Arbeit anzufertigen. Für die Betreuung möchte ich mich besonders bei Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach für die hilfreichen Ratschläge bedanken. Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe und Professor Dr.-Ing. Harald S. Müller danke ich für die Übernahme des Korreferates.

Gleichfalls Dank sagen möchte ich Herrn Prof. Dr. rer. nat. habil. Gert Beyer für den ersten Einblick in die fraktale Welt.

Auch möchte ich den Mitarbeitern des Otto-Mohr-Laboratoriums für die tatkräftige Unterstützung und die hilfreichen Hinweise bei der Vorbereitung und der Durchführung der erforderlichen Versuche danken.

Ebenfalls bedanken möchte ich mich bei meinen Kollegen für den Beistand und die zahlreichen Gespräche, die zum Gelingen dieser Arbeit beitrugen.

Außerordentlicher Dank geht an den Mitarbeiter der Fakultät Elektrotechnik und Informationstechnik, Institut für Aufbau- und Verbindungstechnik der Elektronik, Herrn Dipl.-Ing. Marco Luniak für die Bereitstellung des Laser-Scanning-Mikroskopes und die Durchführung der Oberflächenmessungen der Betonbruchflächen.

Der Firma Lafarge Zement, die die erforderlichen Ausgangsmaterialien für hochfeste Betone zur Verfügung stellte, möchte ich ebenfalls meinen Dank aussprechen.

Spezieller Dank geht an meine Frau Regine, die immer nützliche Tipps und Anregungen für diese Arbeit fand und wertvolle Ideen zur optischen Gestaltung gab.

Dresden, 2006 Sebastian Ortlepp

Inhaltsverzeichnis

1. Problematik	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Herstellung und Eigenschaften von hochfestem Beton	2
1.3 Eigenschaften von hochfestem Beton unter quasi-statischer Zugspannung	5
1.4 Zielstellung	5
2. Nichtstatische Einwirkungen	6
2.1 Allgemeines	6
2.2 Der physikalische Stoß	6
2.3 Impulsartige Lasten auf Bauwerke	9
2.4 Definition der Dehngeschwindigkeit	11
2.5 Untersuchungsmethoden für Impulsbelastung	12
2.5.1 Allgemeines	12
2.5.2 Split-Hopkinson-Bar	13
2.5.3 Druckkammern und Geschosse	14
2.5.4 Fallmassen und Hydraulikaggregate	16
2.5.5 Schockwellen	16
3. Betonverhalten unter Zugbeanspruchung	18
3.1 Der Versagensprozess von Beton unter allgemeiner Zugbeanspruchung	18
3.2 Wellenausbreitung in Festkörpern	19
3.2.1 Allgemeines	19
3.2.2 Dispersion bei Längsschwingungen	21
3.2.3 Untersuchungen an Beton	22
3.2.4 Wellenveränderung infolge nichtlinearer Materialeigenschaften	23
3.3 Betonverhalten unter dynamischen Zugspannungen	25
3.4 Spannungs-Dehnungs-Linie unter dynamischer Zugbelastung	34
3.4.1 Bestimmung durch die eindimensionale Wellengleichung	34
3.4.2 Versuchsergebnisse von einaxialen Zugversuchen	35
3.5 Rheologische Modelle	37
3.5.1 Allgemeines	37
3.5.2 Ein rheologisches Modell für Beton	37

4. Rissentstehung und Bruchflächen.....	39
4.1 Allgemeines zur Rissausbreitung im Beton	39
4.2 Rissentwicklung unter quasi-statischer Zugbelastung	39
4.3 Rissentwicklung unter dynamischer Zugbelastung.....	42
4.4 Modelle für die einaxiale Zugfestigkeit	44
5. Mathematische Flächenbeschreibungen	47
5.1 Die Rauheit	47
5.1.1 Beschreibung durch die Varianz	47
5.1.2 Beschreibung nach DIN 4262 [31] und DIN 4775 [32]	48
5.2 Fraktale Analyse	49
5.2.1 Allgemeines.....	49
5.2.2 Definition der fraktalen Dimension.....	50
5.2.3 Fraktale zur Oberflächenanalyse	51
5.3 Berechnung des Ortsfrequenzspektrums einer Bruchfläche	55
5.3.1 Allgemeines.....	55
5.3.2 Das Fourier-Integral	55
5.3.3 Analyse der Bruchfläche	58
6. Hypothese zur Festigkeitssteigerung für hochfesten Beton.....	60
7. Experimentelle Untersuchungen.....	63
7.1 Einführung	63
7.2 Versuchsaufbau.....	63
7.3 Verwendete Messgeräte	66
7.4 Herstellung der Prüfkörper.....	69
7.5 Versuchsprogramm	71
8. Ergebnisse.....	73
8.1 Voruntersuchungen zum Impuls	73
8.2 Angaben zur Dehngeschwindigkeit	74
8.3 Untersuchungen der Maximalspannung.....	75
8.4 Betrachtung des Versuchsaufbaus als Masseschwinger	77
8.4.1 Allgemeines.....	77
8.4.2 Betrachtung als Einmassensystem mit nichtlinearer Federkennlinie	78
8.4.3 Übertragung auf den verwendeten Versuchsaufbau.....	81

8.4.4	Ermittlung der Antwortreaktion.....	84
8.4.5	Ergebnisse der Analyse.....	84
8.4.6	Auswirkungen auf die Ergebnisbeurteilung.....	86
8.5	Untersuchungen zur Maximaldehnung.....	89
8.6	Untersuchungen zur Spannungs-Dehnungs-Linie	92
8.6.1	Allgemeines	92
8.6.2	Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter statischer Belastung.....	93
8.6.3	Ermittlung der dynamischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit Hilfe der Wellengleichung	95
8.6.4	Überprüfung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung durch Schwingungsanalyse.....	100
8.6.5	Vergleich der ermittelten Beziehungen	102
8.6.6	Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit Hilfe der Antwortkraft.....	103
8.7	Ergebnisse aus der fraktalen Analyse	104
8.7.1	Einfluss der Dehngeschwindigkeit	104
8.7.2	Einfluss der Betonfestigkeitsklasse.....	108
8.8	Ergebnisse aus dem Ortsfrequenzspektrum.....	111
8.9	Tastversuche an ultra-hochfestem Beton.....	115
9.	Bewertung	119
9.1	Allgemeines	119
9.2	Vorschlag einer Beziehung zur Beurteilung der Festigkeitssteigerung.....	120
9.3	Anteile der Festigkeitssteigerung	123
9.4	Vorschlag einer Beziehung zur Beurteilung der Dehnsteigerung	125
10.	Zusammenfassung und Ausblick.....	128
10.1	Zusammenfassung	128
10.2	Ausblick.....	129
11.	Literatur.....	130
12.	Übersicht der verwendeten Formelzeichen	138
13.	Stichwortverzeichnis	140
14.	Verzeichnis der Anlagen	141

1. Problematik

1.1 Allgemeines

Hochfester Beton bzw. Hochleistungsbeton ist durch die Einführung der DIN 1045-1 [27] im Jahre 2001 bereits zu einem Standardbaustoff auf dem Gebiet des Massivbaus geworden. Er ist schon heute in vielen Bereichen des Hoch- und Brückenbaus zu finden. In Deutschland begann der Einsatz von hochfestem Beton erstmals im Jahre 1990 mit der Herstellung einiger hochbelasteter Stützen und Wände aus einem Ortbeton der Festigkeitsklasse B 85 im 186 m hohen Trianon-Hochhaus (BfG-Hochhaus) in Frankfurt. Zu dieser Zeit war die Verwendung von hochfestem Beton im Hochbau in den skandinavischen Ländern und den USA schon weit verbreitet.

Durch den Einsatz von hochfestem Beton anstelle von normalfestem Beton können die Bauteilabmessungen von Druckgliedern wesentlich verringert werden. Dies ermöglicht wirtschaftlichere Konstruktionen durch eine Vergrößerung der vermietbaren bzw. nutzbaren Fläche. Im Spannbetonbau werden durch die geringeren Schwind- und Kriechmaße die Spannkraftverluste reduziert. Die günstigen Baustoffeigenschaften des Hochleistungsbetons können auch im Brückenbau und bei Bauwerken zum Schutz des Bodens bzw. des Grundwassers vor wassergefährdenden Stoffen zu erheblichen Vorteilen und deutlichen Kosteneinsparungen führen.

Wegen seiner zahlreichen guten Eigenschaften ist der Hochleistungsbeton gerade für schlanke Brückenbauwerke bestens geeignet. So entstand zu den Baumaßnahmen im Zuge des Neubaus der BAB 17 Dresden - Prag als Pilotprojekt für die Erstanwendung von Hochleistungsbeton im Brückenspannbetonbau in Sachsen auch das Bauwerk 15a (GRIEGER [35]), ein Brückenbauwerk, das den Fluss *Weißeritz* zwischen Dresden und Freital überquert (Abbildung 1.1). Es dient vorerst als Baubrücke und wird anschließend als Servicebrücke für die Unterhaltung eines Regenrückhaltebeckens genutzt. Die Brücke wurde als Einfeldbrücke mit einer Stützweite von 32 m ohne Abdichtung und ohne Fahrbahnbelag errichtet, um somit die Eigenschaften des Werkstoffs – seine Dichtheit und Verschleißfestigkeit – direkt am Bauteil zu nutzen und zu überprüfen.



Abbildung 1.1 Erste Spannbetonbrücke in Sachsen aus hochfestem Beton über die Weißeritz im Plauenschen Grund bei Dresden

Im Jahr 2001 konnte nahe der Stadt Glauchau eine weitere Brücke aus hochfestem Beton B 85 fertiggestellt werden (KÖNIG ET AL. [63]). Dabei handelt es sich um die Erstanwendung von hochfestem Beton bei einer mehrfeldrigen Brücke. Die Brücke überspannt in fünf Feldern mit einer maximalen Spannweite von 39 m die Zwickauer Mulde.

Das Anwendungsgebiet von hochfestem Beton sollte sich durchaus noch ausweiten lassen, zum Beispiel auf sicherheitsrelevante Bauwerke, wie Industrieanlagen, Kraftwerke oder Bunker. Infolge der hohen Sicherheitsanforderungen müssen hier einzelne Bauteile oder sogar komplette Tragwerke für die Lastfälle „Anprall“ oder „Explosion“ besondere Bemessungskriterien erfüllen. Die Aufrechterhaltung der Sicherheitsstandards, speziell bei Kernkraftwerken, muss selbst bei außergewöhnlichen Ereignissen, wie beispielsweise Flugzeugabstürze, Explosionen und terroristischen Angriffen gewährleistet bleiben. Wo potentielle Risiken und Gefahren beachtet werden müssen, wird verlangt, dass Tragwerke und Tragwerksteile speziell für diese Belastungen dimensioniert werden. Solche Belastungen entstehen zum Beispiel auch durch Fahrzeuganprall an Brückenpfeiler oder Explosionen in Fabrikanlagen.

Zu sehr hohen lokalen Dehnraten führen spezielle hochdynamische Beanspruchungen auf Bauteile wie Detonationen, Schockwellen und ballistischer Beschuss. Sonderlastfälle dieser Art werden allgemein auch als Stoßbelastung bzw. als dynamischer Lastfall bezeichnet. Solche Belastungen sind gewöhnlich nur kurzzeitig, jedoch um ein vielfaches höher als die angreifenden statischen Einwirkungen. Auch unterscheiden sich unter diesen extremen impulsartigen Belastungen wiederum die Tragwerksreaktionen – im Vergleich zu einer statischen Einwirkung – infolge von zusätzlich aktivierten Masseträgheitskräften der Struktur.

Für die Verwendung von Hochleistungsbeton in sicherheitstechnisch besonders sensiblen Bauwerken ist es erforderlich, die Materialeigenschaften bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten näher zu analysieren. Im Gegensatz zu Normalbeton ist der Kenntnisstand über das Verhalten von Hochleistungsbeton unter Stoß- und Schockwellenbelastung noch sehr lückenhaft. Einige Ergebnisse von Untersuchungen sind in JENSEN [58] dargestellt. Diese Untersuchungen beziehen sich allerdings nur auf wenige Betonfestigkeitsklassen.

1.2 Herstellung und Eigenschaften von hochfestem Beton

Bisher stand dem Ingenieur für die Bemessung von Bauteilen aus hochfestem Beton (HSC = High Strength Concrete) die DAfStb-Richtlinie „Hochfester Beton“ [25] als Ergänzung der DIN 1045 (1988) für Betone der Festigkeitsklassen B 65 bis B 115 [25] zur Verfügung. Die Anwendungsregeln aus dieser Richtlinie wurden im Wesentlichen unverändert in die neue Betonnorm DIN 1045-2 [28] überführt. Nach dem CEB/FIB-Sachstandsbericht [52] werden Betone ab einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit von größer als 55 N/mm² als hochfest eingestuft. In der DIN 1045-1 [27] beginnt der hochfeste Beton ab der Festigkeitsklasse C 55/67.

Erst die Entwicklung von Hochleistungsfließmitteln in den 70er Jahren und der Einsatz von Silicastaub als Betonzusatzstoff ermöglichte es, einen Hochleistungsbeton mit einem Wassermengefaktor zwischen 0,24 – 0,40 und gleichzeitig guten Verarbeitungseigenschaften (z.B. pumpfähigen Beton) herzustellen.

Es hat sich in Laboruntersuchungen gezeigt, dass bei Zementgehalten zwischen 350 kg/m³ und 500 kg/m³ und Flugaschegehalten zwischen 50 kg/m³ und 150 kg/m³ bei moderaten Fließmitteldosierungen plastische (KP) bis weiche (KR) Betone hoher Festigkeitsklassen ziel-sicher hergestellt werden können (SCHIEBL / MÜLLER [105], SCHIEBL / WIENS [106], WIENS / SCHIEBEL [123]). Die Zementfestigkeit selbst beeinflusst kaum die Endfestigkeit des Betons (HELD [51]).

Im Laufe der Zeit wurde erkannt, dass auch andere Eigenschaften des hochfesten Betons durch die hohe Druckfestigkeit günstig beeinflusst werden, z.B. Abriebwiderstand, kapillare Wasseraufnahme, Durchlässigkeit für Gase und Flüssigkeiten, Diffusionswiderstand, Frost- und Frosttausalzwiderstand. Da es sich dabei um eine Verbesserung der Nutzungseigenschaften handelt, wurde die Bezeichnung *Hochleistungsbeton* eingeführt. „Leistung“ wurde dabei vorwiegend auf die Eigenschaften des Festbetons bezogen. Seit Ende der 80er Jahre wurde der Begriff *Hochleistungsbeton* auch auf den Frischbeton ausgeweitet, weshalb z.B. selbstverdichtender Beton ebenfalls als Hochleistungsbeton bezeichnet wird.

Hochleistungsbeton zeigt gegenüber Normalbeton Unterschiede beim Bruchverhalten. Versuche mit Druckgliedern aus Hochleistungsbeton zeigen, dass meist kurz vor Erreichen der Bruchlast ein explosionsartiges Abplatzen der Betondeckung auftritt (MINNERT [82] und PASCHEN / ZILLICH [88]). Der Betonkern ist nicht in der Lage, den Traganteil der Betondeckung aufzunehmen und somit kollabiert eine Stütze durch Abscheren ohne Anzeichen von Duktilität (Abbildung 1.2).

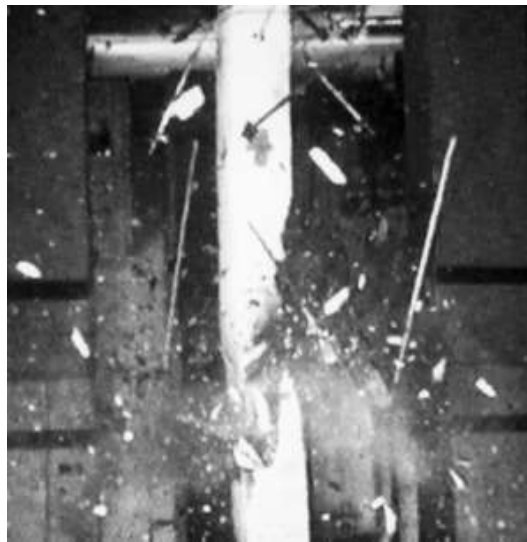


Abbildung 1.2 Explosionsartiges Versagen einer Stütze (Schubbruch) aus MINNERT [82]

Als Folge der höheren Zementsteinfestigkeit und dem verbesserten Verbund zwischen Zementstein und Zuschlag verlaufen entstehende Mesorisse unter Zugbeanspruchung in hochfestem Beton nicht entlang der Grenzschicht Zementstein-Zuschlag, wie dies bei normalfestem Beton auftritt, sondern durch die Zuschlagkörner hindurch. Das heißt, es liegt eine annähernd gleiche Festigkeit der einzelnen Komponenten des heterogenen Baustoffs vor. Abbildung 1.3 gibt schematisch diese Verteilung an. Die geringen Festigkeitsunterschiede führen zu relativ ebenen Rissoberflächen und zu einer geringen Zähigkeit des Hochleistungsbetons.

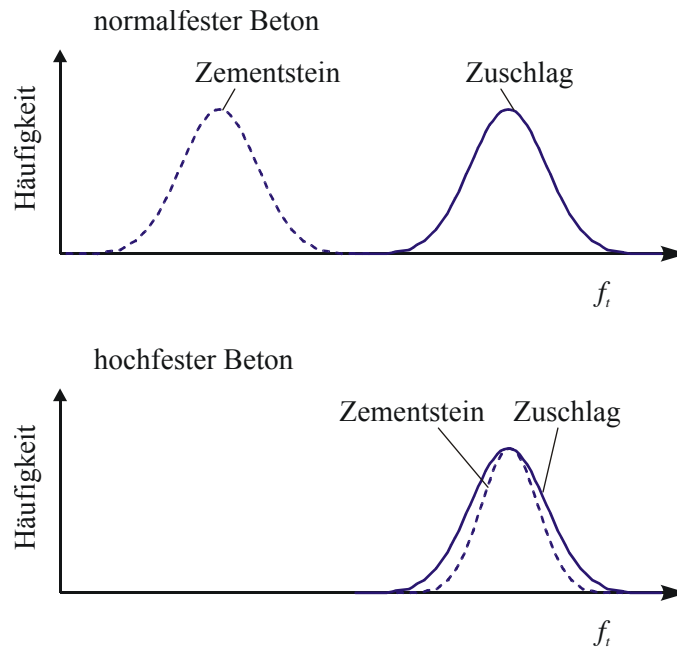


Abbildung 1.3 Zugfestigkeitsverteilung der Komponenten von normalem und hochfestem Beton

Bei der Bemessung und Konstruktion von Bauteilen aus hochfestem Beton müssen selbstverständlich die veränderten Materialeigenschaften gegenüber Normalbeton beachtet werden. Dazu gehören nicht nur die höhere Druckfestigkeit, sondern mehr noch die gesamte Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Abbildung 1.4), das Ermüdungsverhalten sowie weitere Eigenschaften. Da in der neuen DIN 1045-1 [27] sowohl normale als auch hochfeste Betonfestigkeitsklassen (C 16/20 – C 100/115) aufgenommen wurden, wird es in Zukunft auch in Deutschland möglich sein, den Werkstoff Hochleistungsbeton als Regelbaustoff einzusetzen.

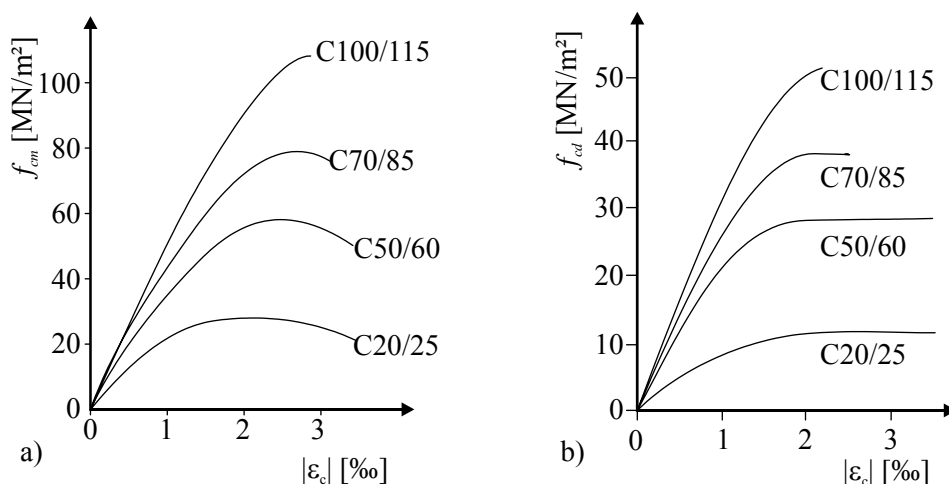


Abbildung 1.4 Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton aus ZILCH / CURBACH [130]
 a) wirklichkeitsnah
 b) Parabel-Rechteck-Beziehung für Querschnittsbemessung

1.3 Eigenschaften von hochfestem Beton unter quasi-statischer Zugspannung

Hochfester Beton ist genauso wie Normalbeton ein heterogener Werkstoff. Er besteht aus einer Mörtelmatrix und grobkörnigeren Zuschlagstoffen. Diese inhomogene Struktur des Baustoffes ist die Ursache für das nichtlineare zeit- und beanspruchungsabhängige Verhalten. Beton enthält auch vor der ersten Beanspruchung bereits eine große Anzahl von Poren und Mikrorissen, die vor allem an den Grenzen zwischen Mörtelmatrix und Zuschlagkörnern auftreten. Bei hochfesten Betonen ist diese Zahl infolge der hohen Dichtigkeit des Werkstoffes zwar deutlich geringer, allerdings ist deren Menge immer noch so hoch, dass sie die Eigenschaften des Materials maßgeblich beeinflusst. Durch auftretende Zugspannungen aus einer äußeren Einwirkung erhöht sich die Anzahl der Mikrorisse, die im weiteren Verlauf zu Makrorissen zusammenwachsen. Dieser Prozess bewirkt bis zum Versagen und darüber hinaus ein nichtlineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten.

Abbildung 1.5 zeigt das prinzipielle Verhalten von Normal- und hochfestem Beton unter einer einaxialen Zugbelastung. Erkennbar ist ein nahezu linear elastisches Verhalten bis 80 % der Zugfestigkeit f_{ct} . Im weiteren Verlauf weicht der Graph stark von seiner Linearität ab, was durch die Bildung von einzelnen Mikrorissen in einem großen Bereich begründet ist. In vielen Untersuchungen wird das Verhalten von Beton unter einaxialer Belastung untersucht, da Versuche dieser Art leicht durchführbar, relativ kostengünstig und damit weit verbreitet sind.

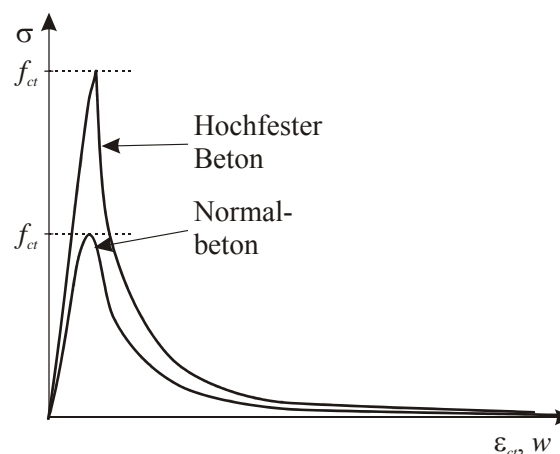


Abbildung 1.5 Komplettes Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Beton auf Zug
CORNELISSEN ET. AL. [16]

1.4 Zielstellung

Der quasi-statischen Einwirkung steht die Impuls- bzw. dynamische Lasteintragung gegenüber. Um Informationen über das Materialverhalten von hochfestem Beton unter Impulsbelastung zu erhalten, wurde diese Arbeit angefertigt. Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen werden auch weitere wertvolle Erkenntnisse für die physikalischen Ursachen der Festigkeitssteigerung von normalfestem Beton erwartet, da bekanntermaßen Normalbeton und hochfester Beton im Wesentlichen gleiche Grundbausteine besitzen. Um Ergebnisse zu diesen Materialeigenschaften zu bekommen, werden Laborversuche notwendig, bei denen Betonproben mit konstanter Längsverformung bis zum Bruch belastet werden.

2. Nichtstatische Einwirkungen

2.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird zunächst das Wesen der *dynamischen Last* näher erläutert. Einwirkungen auf Bauwerke können unterschiedlichster Herkunft sein. Neben den Einwirkungen aus Temperatur, chemischem und physikalischem Angriff muss das Bauwerk auch den einwirkenden Lasten widerstehen. Diese Belastungen treten in unterschiedlichster Weise auf. Dazu gehören unter anderem ständige Lasten, die das Bauwerk während seiner gesamten Lebensdauer tragen muss und Verkehrslasten, die sich im Laufe der Zeit wesentlich in ihrer Größe verändern. Verkehrslasten wiederum werden in vorwiegend ruhend (z.B. Einrichtungsgegenstände in Wohnungen) und nicht vorwiegend ruhend (z.B. befahrene Geschossdecken) unterteilt. Eine extreme Form der nicht ruhenden Verkehrslasten sind Stöße und Erschütterungen. Hierbei kombinieren sich zu den Lastanteilen, bei denen im Wesentlichen eine statische Kraft auf ein Bauteil einwirkt, noch Kraftanteile, die aus der Bewegung eines Objektes entstehen. Dabei ist die Einwirkung auf das Bauteil so stark veränderlich, dass dabei Masseanteile in Bewegung versetzt werden und der angreifenden Last zusätzlich einen Widerstand entgegensetzen können.

Die Arten von Lasten unterscheiden sich demnach in statische Lasten und in dynamische Lasten, wobei durch die Dynamik die Masseträgheit sowohl auf der Widerstands- als auch auf der Einwirkungsseite zusätzlich beachtet werden muss. Eine spezielle Form der dynamischen Lasten ist die transiente Last. Im Gegensatz zu einer harmonischen Last, die immer periodisch wiederkehrt, tritt die transiente Last in unregelmäßigen Abständen impulsartig auf (siehe Abbildung 2.1).

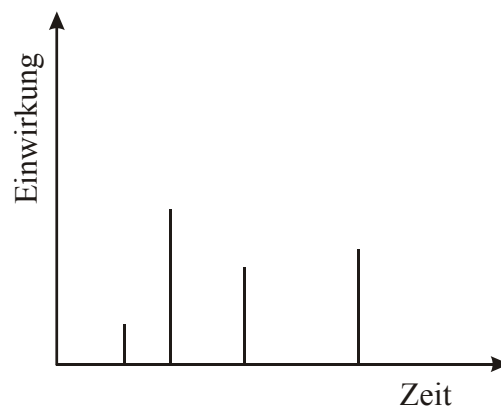


Abbildung 2.1 Einwirkungs-Zeit-Verlauf eines transienten Vorgangs

Diese impulsartigen Lasten erzeugen in Bauteilen kurzzeitige Druck- und Zugspannungen, die sich als Spannungswellen fortpflanzen. Die Form, in welcher der Stoßimpuls auftritt, ist entscheidend für die Größe und die Art der Belastung innerhalb des Bauwerks.

2.2 Der physikalische Stoß

Im Wesentlichen bezeichnet ein Stoß einen Vorgang, bei dem sich kurzzeitig zwei Körper mit großer Kraft berühren (Abbildung 2.2). Diese Kraft wird im Allgemeinen durch einen Impuls übertragen. Wie auch bei dem allgemein bekannten Satz über die Erhaltung der Energie (Gl. (2.2-1)) ist die Summe aller Impulse in einem abgeschlossenen System konstant (Impulserhaltungssatz). Dabei ist ein Impuls als das Produkt aus Masse und Geschwindigkeit eines Körpers definiert. In Gl. (2.2-2) ist der allgemeine Impulserhaltungssatz angegeben.

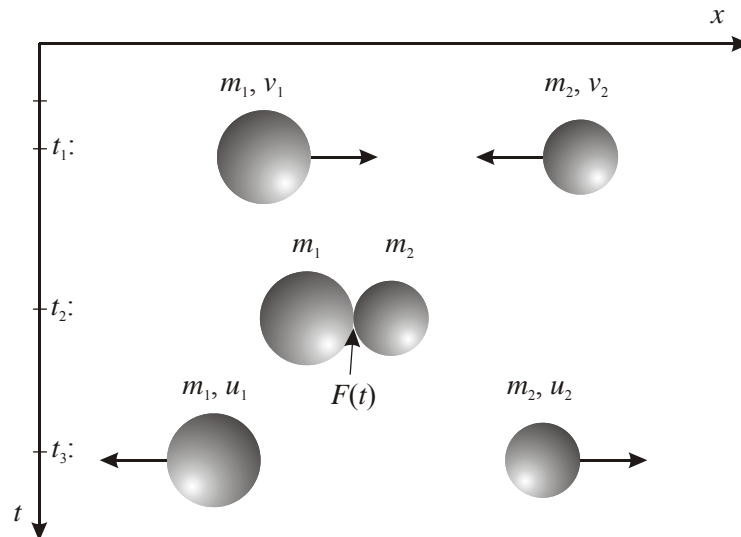


Abbildung 2.2 Impulsübertragung von zwei beteiligten Körpern

$$m_1 \cdot v_1^2 + m_2 \cdot v_2^2 = m_1 \cdot u_1^2 + m_2 \cdot u_2^2 + W_R \quad (2.2-1)$$

$$m_1 \cdot v_1 - m_2 \cdot v_2 = m_2 \cdot u_2 - m_1 \cdot u_1 \quad (2.2-2)$$

$$\int F(t) dt = m_2 (u_2 - v_2)$$

dabei sind:

- m_1, m_2 : die Masse der beiden Körper,
- v_1, v_2 : die Anfangsgeschwindigkeiten der Körper,
- u_1, u_2 : die Endgeschwindigkeiten der Körper,
- W_R : die Verlustarbeit und
- $F(t)$: die Kraft-Zeit-Funktion zwischen den Körpern.

In Abhängigkeit vom Verformungsverhalten der Körper wird grundsätzlich zwischen *ideal elastischen* und *ideal plastischen* Stößen unterschieden. Abbildung 2.3 zeigt den Stoßvorgang beider Fälle. Bei ideal elastischen Stößen entsteht kein Energieverlust durch Reibung oder plastische Verformung im System ($W_R = 0$). Die Summe der mechanischen Energien beider Körper bleibt konstant. Der ideal plastische Stoß hat die Besonderheit, dass nach dem Stoß beide Körper die gleiche Geschwindigkeit besitzen. Die fehlende Energie aus dem Rückprall wird hierbei in mechanische Verformungsarbeit und Wärme umgesetzt (Gl. (2.2-3)). Durch Kenntnis der beiden Ausgangsmassen, die sich während des Stoßvorganges nicht verändern, ist unter idealen Bedingungen ($W_R = 0$) die Bewegung der beiden Körper nach dem Stoß bestimmbar.

$$u_1 = \frac{2m_2}{m_1 + m_2} v_2 + \frac{m_1 - m_2}{m_1 + m_2} v_1 \quad \text{bzw.} \quad u_2 = \frac{2m_1}{m_1 + m_2} v_1 + \frac{m_2 - m_1}{m_1 + m_2} v_2 \quad (2.2-3)$$

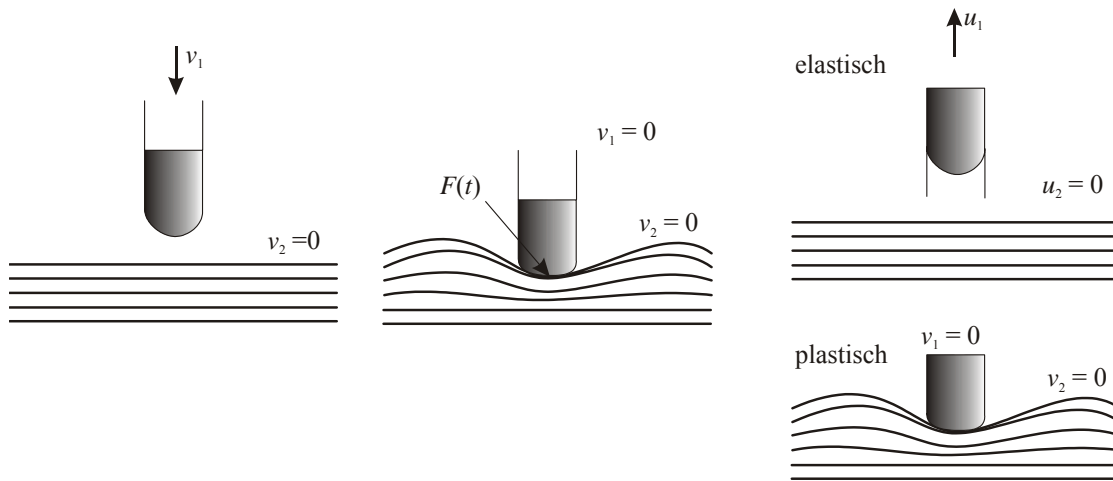


Abbildung 2.3 Der elastische und plastische Stoßvorgang

Für die Unterscheidung, ob ein Stoß plastisch oder elastisch ist, gibt ZELLER / FRANKE [126] eine Stoßziffer k an, die das Verhältnis zwischen Fallhöhe h und Rückspringhöhe H einer Kugel auf eine Platte gleichen Materials beschreibt (Tabelle 1).

Tabelle 1 Stoßziffern unterschiedlicher Materialien nach ZELLER / FRANKE [126]

Stoßziffer	Elfenbein	Stahl	Kork	Glas	Holz	ideal plastisch	ideal elastisch
$k = \sqrt{H/h}$	8 / 9	5 / 6	5 / 9	15 / 16	1 / 2	0	1

In MÜLLER / KEINTZEL / CHARLIER [83] werden weitere Ansätze für die Beschreibung von allgemeinen Stößen angegeben. Der Stoß wird dabei weiterhin unterteilt in *weich* und *hart* (Abbildung 2.4).

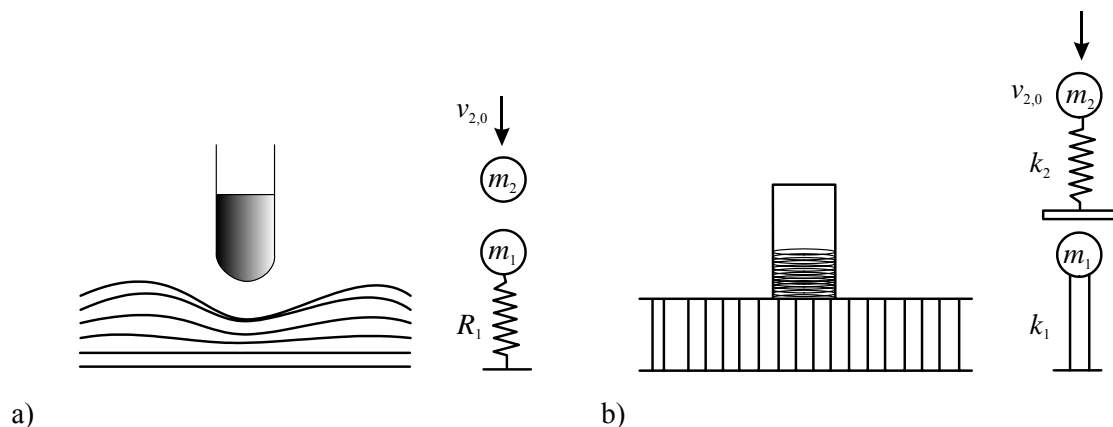


Abbildung 2.4 a) harter und b) weicher Stoß

Ein harter Stoß entsteht bei einem Aufprall einer sehr harten Masse auf eine weiche Oberfläche. Der möglicherweise vorhandene Reibungsverlust und die Gesamtverformungsarbeit werden überwiegend vom getroffenen Bauteil aufgenommen. Bei diesem Vorgang entspricht

die lokale Bauteilreaktion näherungsweise einem Einmassenschwinger, belastet mit einer zeitveränderlichen Kraft. Bei einem weichen Stoß wird die überwiegende Verformungsarbeit von dem einschlagenden Körper aufgenommen. Das getroffene Bauteil bleibt in Ruhe, es wirkt lediglich eine Impulskraft ein. Für eine ausführliche Beschreibung des Bauteilverhaltens unter dynamischen Einwirkungen sei an dieser Stelle auf EIBL / KEINTZEL / CHARLIER [39] hingewiesen.

In beiden Fällen werden im Bauteil verschiedene Spannungswellen erzeugt, die sich mit einer bestimmten Geschwindigkeit vom Krafteintragungspunkt radial entfernen. Wellen, die sich in einem Körper ausbreiten, erzeugen für einen konstanten Ort eine zeitlich abhängige Belastung.

2.3 Impulsartige Lasten auf Bauwerke

In Abbildung 2.5 wird illustriert, wie hohe Belastungsgeschwindigkeiten durch verschiedene Ereignisse auf Bauwerke ausgeübt werden. Dargestellt sind das plötzliche Belasten einer Brücke infolge des Überfahrens ihrer Fahrbahnübergangskonstruktion, ein Flugzeugabsturz auf ein Sicherheitsbauwerk und eine Gasexplosion in einem Bunker.

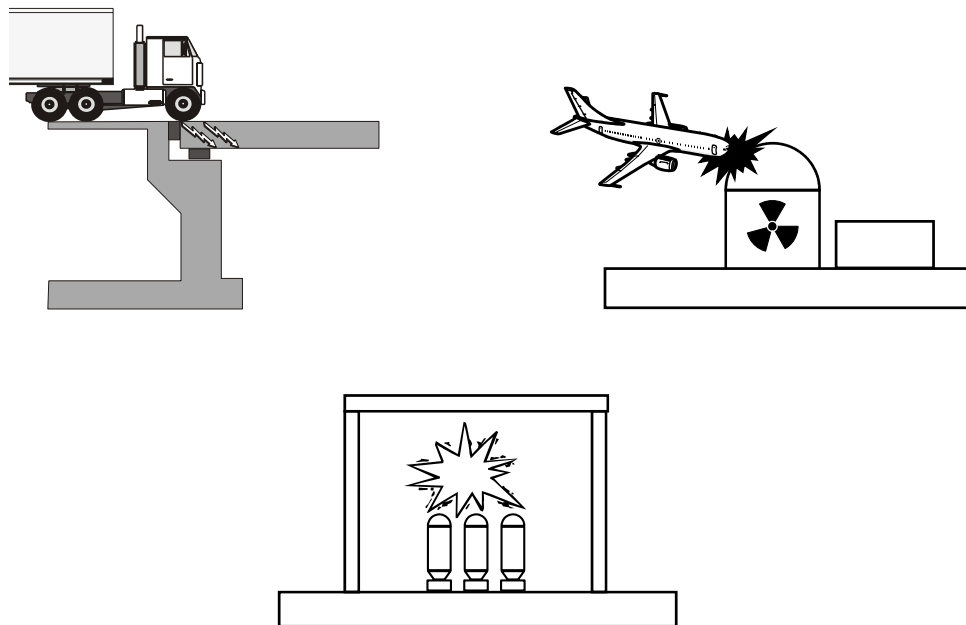


Abbildung 2.5 Dynamische Einwirkungen auf Bauwerke

Explosionen in geschlossenen Räumen können weiter in unterschiedliche Bereiche aufgeteilt werden. Besonders gefährdet sind dabei spezielle Sicherheitsräume zur Lagerung von explosivem Material. In Abbildung 2.6 sind verschiedene Szenarien dargestellt.

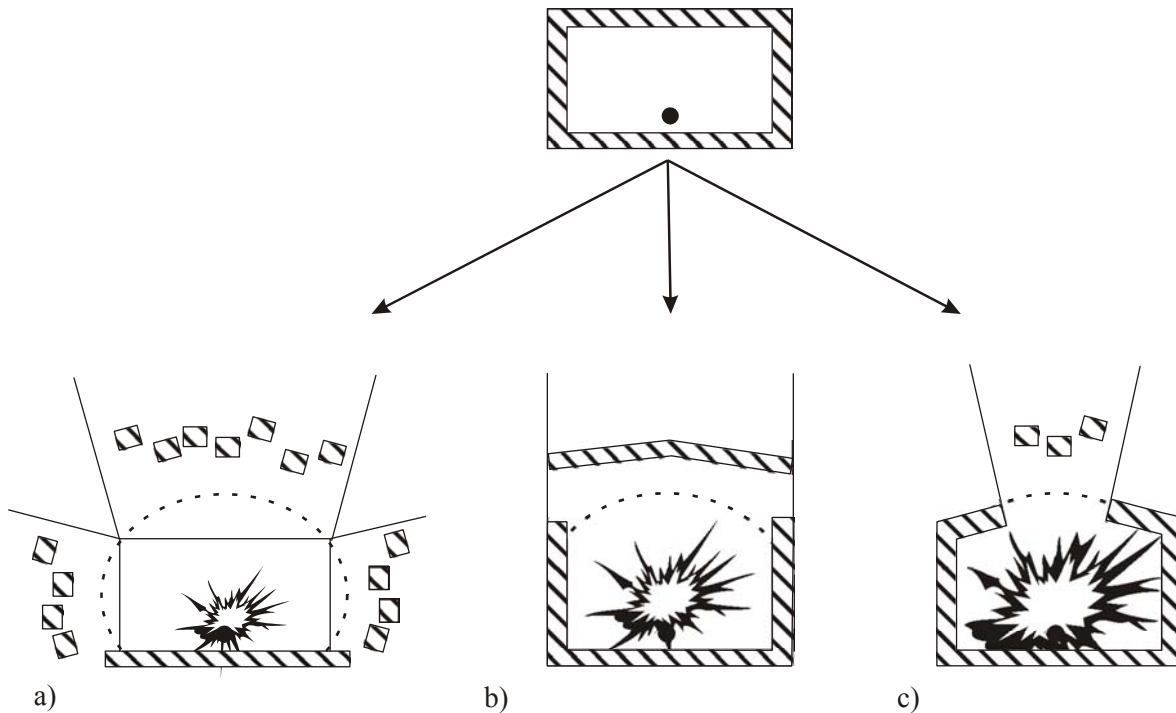


Abbildung 2.6 a) Explosion, b) und c) Detonationen

Abbildung 2.6 a) zeigt eine relativ schwache Explosion, bei der sich der entstehende Gasdruck allseitig ausbreiten kann. Hier erhält ein plattenförmiges Bauteil annähernd über die gesamte Oberfläche die gleiche Belastung. Eine Detonation (Abbildung 2.6 b) und c)) erzeugt dagegen eine gerichtete Druckwelle, die nicht lenkbar ist. Trifft eine Detonationswelle auf ein plattenförmiges Hindernis, so tritt eine Belastung lokal begrenzt auf. Die Druckverteilung auf dieser Oberfläche infolge derartiger Einwirkungen ist nicht konstant.

Im Folgenden sollen nun die möglichen Einwirkungen durch impulsartige Lasten charakterisiert werden. Tabelle 2 zeigt einige Richtwerte nach CEB [12] von auftretenden Dehngeschwindigkeiten (siehe Abs. 2.4, unten) auf Bauwerke, ausgelöst durch verschiedene Ereignisse. Diese Angaben sind lediglich Anhaltswerte und sollen einen Überblick über dynamische Einwirkungen auf Bauwerke geben.

Tabelle 2 Beispiele verschiedener Dehngeschwindigkeiten nach CEB [12]

Belastungsart	Dehngeschwindigkeit [s^{-1}]
Simulation für statische Belastung	10^{-6} – $3 \cdot 10^{-5}$
Fahrzeug- bzw. Schiffsanprall	10^{-6} – 10^{-4}
Gasexplosion	$5 \cdot 10^{-5}$ – $5 \cdot 10^{-4}$
Erdbeben	10^{-2} – $5 \cdot 10^0$
Pfahlrammen	10^{-2} – 10^0
Flugzeuganprall	$5 \cdot 10^{-2}$ – $5 \cdot 10^0$
harter Stoß	10^0 – $5 \cdot 10^1$
Hochgeschwindigkeitsanprall	10^2 – 10^6

Für die einzelnen Belastungsarten werden hier relativ große Bereiche angegeben, die als maximale Dehngeschwindigkeit auftreten können. Die Dehngeschwindigkeit für die Simulation einer quasi-statischen Belastung von Beton liegt bei maximal $\dot{\varepsilon}_{\text{stat}} = 3 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ und ist in der DIN 1048 [29] festgelegt. Im Vergleich zu den meisten angegebenen dynamischen Einwirkungen führen Fahrzeug- bzw. Schiffsanprall zu relativ geringen Dehngeschwindigkeiten. Infolge der großen Knautschzonen dieser Fahrzeuge wird ein langsames, relativ gleichmäßiges Abbremsen der anprallenden Masse möglich.

Dagegen wird bei einem Flugzeuganprall zwar zuerst die weiche Spitze der Maschine den Stoß leicht abbremsen, allerdings wirkt durch das nachträgliche Auftreffen der schweren Turbinen ein zweiter kraftvollerer Impuls auf das Bauwerk ein, der zu wesentlich höheren Belastungsgeschwindigkeiten des getroffenen Bauteils führt (SCHLÜTER [107]). Die dargestellten Dehngeschwindigkeiten infolge eines Hochgeschwindigkeitsanpralls sind oft nur im Prüflabor mit Hilfe spezieller Impulsmaschinen erzielbar.

Für eine Beschreibung der Belastungsgeschichte wird oft die Dehnung bzw. die Dehngeschwindigkeit eines Ortes angegeben, da die Dehnung leicht an Bauteiloberflächen gemessen werden kann.

2.4 Definition der Dehngeschwindigkeit

Die Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon}$ ist die erste Ableitung der Materialdehnung ε nach der Zeit t . Gl. (2.4-1) zeigt den mathematischen Zusammenhang.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2.4-1)$$

Die durch Zug- oder Druckuntersuchungen ermittelte Dehnungs-Zeit-Funktion des Werkstoffes ergibt durch einfache mathematische Differenzierung die Dehngeschwindigkeit der untersuchten Probe. Es ist daher möglich, die Dehngeschwindigkeit als Parameter für die Beurteilung einer Stoßbelastung zu verwenden und Materialeigenschaften als Funktion der vorhandenen Dehngeschwindigkeit darzustellen.

In Abbildung 2.7 ist eine allgemeine Dehnungs-Zeit-Funktion einer stoßartigen Belastung gezeigt. An dieser Darstellung ist deutlich erkennbar, dass sich die erste Ableitung der Dehnung auch während des Stoßvorganges verändert.

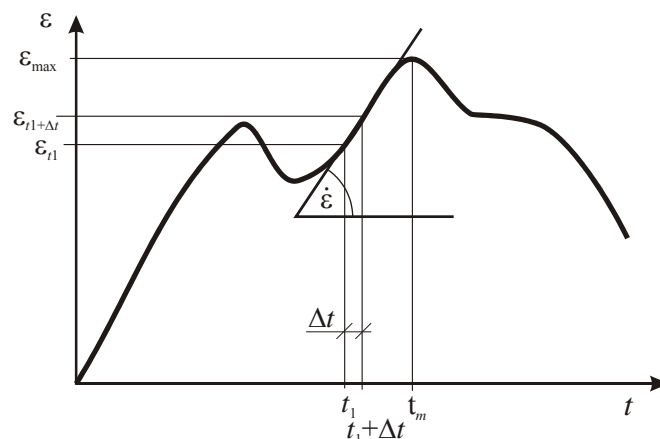


Abbildung 2.7 Definition der Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon}$

Nicht nur die momentane Dehngeschwindigkeit beeinflusst das Materialverhalten von Beton, sondern auch der Verlauf – die Belastungsgeschichte – dieses Wertes während des gesamten Stoßvorgangs. Dieser Memory-Effekt wurde von CURBACH [18] beschrieben, der das *Erinnerungsvermögen* des Betons an seine Belastungsgeschichte formuliert.

Abbildung 2.8 zeigt als Beispiel eine mögliche Beanspruchung eines Biegebalkens. Zu dem Zeitpunkt, an dem die Dehngeschwindigkeit Null wird, würde die Berechnung der Maximalspannung lediglich als Ergebnis den statischen Wert ergeben. Untersuchungen zeigen aber, dass sich auch unter solchen Bedingungen die Materialeigenschaften verändern und es zu einer Festigkeitssteigerung kommt (z.B. OH [86]). Der Werkstoff *erinnert* sich an die hohen Dehngeschwindigkeiten vor dem Erreichen der maximalen Dehnung. Es zeigt sich hier deutlich, dass der gesamte Verlauf der Dehngeschwindigkeit für eine Bestimmung der Materialeigenschaften betrachtet werden muss.

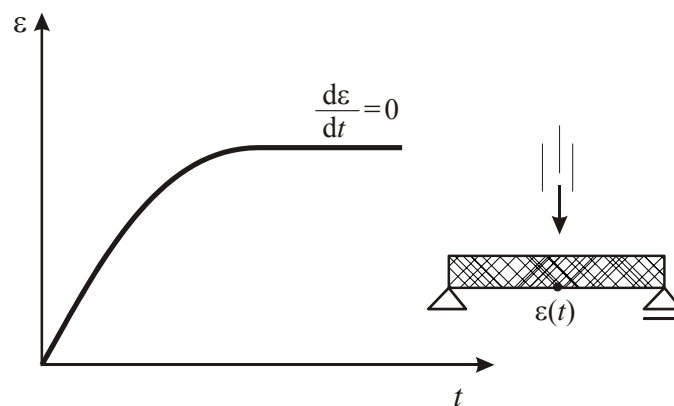


Abbildung 2.8 Dynamisch belasteter Balken, nach EIBL ET AL. [41]

Für eine exakte Untersuchung von impulsbelasteten Bauteilen ist es unbedingt erforderlich, den vollständigen Zeitverlauf der Dehngeschwindigkeit über die gesamte Belastungszeit zu erfassen und zu bewerten. Speziell bei der durch impulsartige Lasten zeitlich begrenzten Einwirkung ist die Belastungsgeschichte eine wesentliche Größe für die Beschreibung des Materials.

Um dennoch die Dehngeschwindigkeit als Kriterium für die Art der Beanspruchung zu verwenden, schlägt SCHMIDT-HURTIENNE [108] die Belastung durch eine monoton steigende Dehnwelle vor. Nur in diesem Fall führt die Gegenüberstellung von Dehnrate und Materialverhalten zu akzeptablen Ergebnissen.

2.5 Untersuchungsmethoden für Impulsbelastung

2.5.1 Allgemeines

Es gibt verschiedene Möglichkeiten, Stoß- oder Schockwellen auf Betonproben zu übertragen: Gasdruckwellen, Stoßmaschinen, Fallmassen, Geschosse, den Split-Hopkinson-Bar (REINHARDT / KÖRMELING / ZIELINSKI [97]) und weitere. Alle diese Varianten zielen darauf ab, durch eine kurzzeitige äußere Krafteinwirkung (siehe Abschnitt 2.2) eine Druckspannungs- bzw. Zugspannungswelle in einer Probe zu erzeugen. Im Folgenden sollen einige Systeme näher erläutert werden.

2.5.2 Split-Hopkinson-Bar

Ein Split-Hopkinson-Bar erzeugt kurze hohe Druck- und Zugspannungswellen auf Probekörper. Für die Generierung einer Druckwelle besteht diese Maschine aus einem Schlaghammer, einem Eintragsstab, dem Probestück und dem Endstab (Abbildung 2.9 und Abbildung 2.10). In seiner heutigen Form wurde der Split-Hopkinson-Bar von KOLSKY [66] entwickelt. Die Arbeitsweise wird anschließend kurz erläutert.

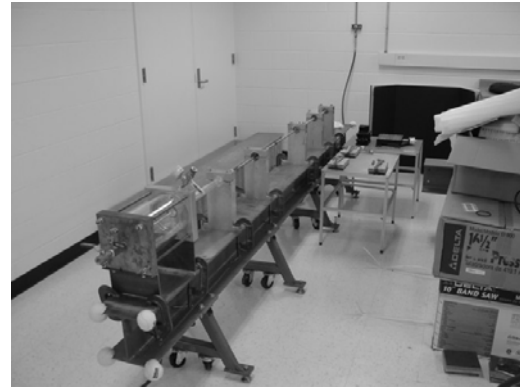


Abbildung 2.9 Split-Hopkinson-Bar für Druck- und Zugwellen aus LAMBROS [70]

Eine Kompressionswelle mit einer gut definierbaren Amplitude und Länge wird im Eintragsstab erzeugt, indem dieser durch den Schlaghammer angeschlagen wird. Erreicht die Welle das Probestück, wird dieser Druckimpuls durch die Probe hindurch übertragen. Ist infolge der ankommenden Druckwelle die Betonprobe noch nicht zerstört, läuft der Druckimpuls weiter durch den Endstab und wird an seinem freien Ende reflektiert. Zurück kommt eine Zugwelle, die wiederum durch die Probe läuft und jetzt als eine Zugimpulskraft auf das Objekt einwirkt (Abbildung 2.10, oben).

Eine zweite Variante der Zugwellenerzeugung ist in Abbildung 2.10 unten gezeigt. Diese Belastungstechnik wurde unter anderen von ALBERTINI / MONTAGNANI [2] verwendet. Der Eintragsstab für die Welle wird am losen Ende vorgespannt, indem im mittleren Bereich die Stange festgehalten und am losen Ende die Dehnung eingetragen wird. Darauf wird die Blockierung in der Mitte schlagartig gelöst, die Zugwelle breitet sich in der Stange zur Probe hin aus und überträgt die Zugspannung.

Erzeugung einer Druckwelle:

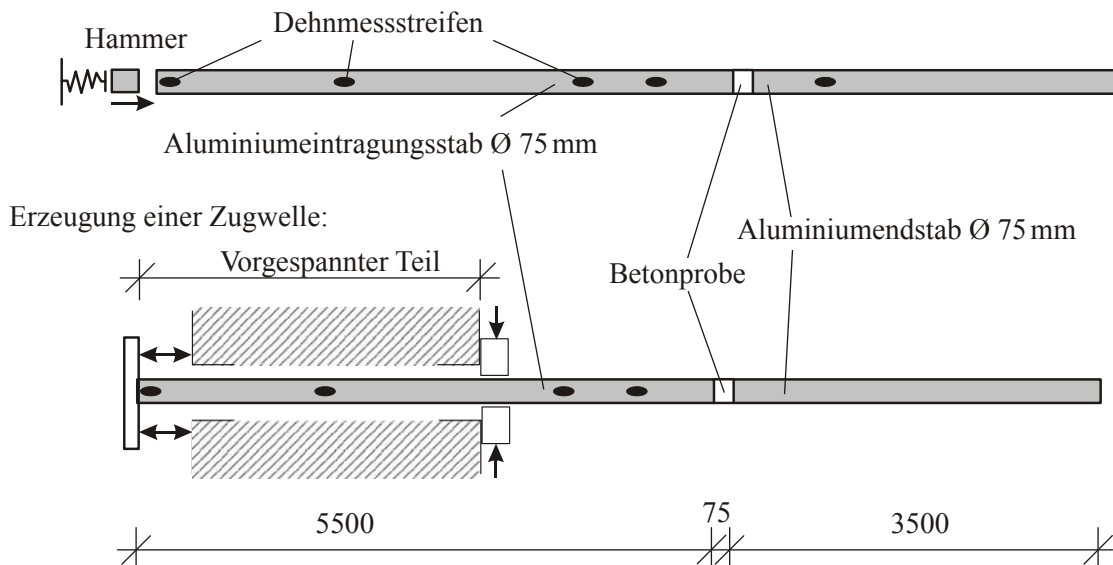


Abbildung 2.10 Split-Hopkinson-Bar (schematisch) für Druck- und Zugwellen

Eine modifizierte Variante des Split-Hopkinson-Bar wurde von ZHENG [127] entwickelt. Mit Hilfe einer Federschusskanone wird der Schlaghammer vor dem Auftreffen auf den Eintaungsstab stark beschleunigt. Durch Veränderung seiner Aufprallgeschwindigkeit und seiner Masse, z.B. durch Einbau eines Dämpfers, können Länge und Amplitude des erzeugten Impulses variiert werden. Zusätzlich wurden Dehn- und Beschleunigungsaufnehmer auf der Betonprobe angebracht (Abbildung 2.11). Dadurch konnte der Zeitverlauf der Belastung direkt auf der Betonprobe ermittelt werden.

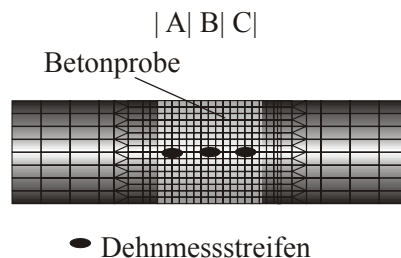


Abbildung 2.11 Detail einer möglichen FE-Modellierung nach ZHENG [127]

Durch die Impulserzeugung mit Hilfe eines Split-Hopkinson-Bars ist es möglich, genau vordefinierte Zugwellen auf Betonproben zu übertragen. Der Verlauf der einaxialen Zugspannung ist dabei in vielen Varianten steuerbar. Die Veränderung der Schlagmasse, der Schlaggeschwindigkeit und der Grenzfläche am Aufschlagspunkt, zum Beispiel durch Einfügen von zusätzlichen Zwischenschichten für weichere Stöße, variieren die Form, die maximale Amplitude und die Dauer des Impulses. Kraft und Materialdehnungen können in dieser einaxialen Betrachtungsrichtung ermittelt werden. Dehngeschwindigkeiten bis zu $1,5 \text{ s}^{-1}$ (ROSSI / TOURLEMONDE [101]) konnten durch diese Versuchsanlage bei Zugkörpern erreicht werden.

2.5.3 Druckkammern und Geschosse

Sollen größere Proben oder gar ganze Bauteile geprüft werden, so ist dies durch die Anwendung des Split-Hopkinson-Bar nicht mehr möglich. Ein komplettes Bauteilverhalten unter Stoßbeanspruchung muss durch andere Versuchseinrichtungen simuliert werden. JENSEN [58] arbeitete neben der Anwendung eines Split-Hopkinson-Bars zur Materialuntersuchung auch

mit Platten zur Beschreibung von Bauteileigenschaften. Platten der Abmessungen $30 \times 30 \times 3 \text{ cm}^3$ wurden einer simulierten Explosion ausgesetzt. Diese Untersuchungen fanden in der sogenannten Schardin-Frobøse-Kammer statt, wie in Abbildung 2.12 gezeigt wird.

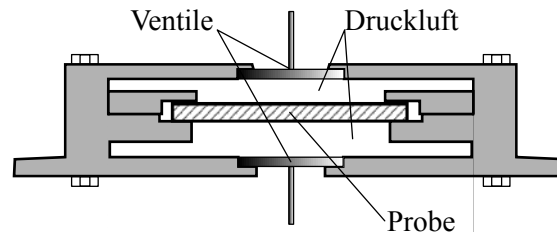


Abbildung 2.12 Versuchsaufbau zur Prüfung bewehrter Platten in der Schardin-Frobøse-Kammer

In einer luftdicht abgeschlossenen Kammer lagert die Platte auf einer mittig umlaufenden Konsole. Das Auflager ist luftundurchlässig. Ober- und unterhalb der Probe wird Pressluft mit gleichem Druck eingefüllt. Die Platte erhält nun eine gleiche Belastung durch die Druckluft von beiden Seiten. Da die Drücke gleich groß sind, wird keine Biegebeanspruchung auf die Platte ausgeübt, lediglich eine Normaldruckspannung wirkt senkrecht zur Platte. Durch das Öffnen eines Überdruckventils an der Unterseite der Kammer kann die Luft von der unteren Seite schlagartig entweichen. Dadurch wird der obere Luftdruck in der Kammer nicht mehr kompensiert. Auf die Platte wirkt dadurch eine impulsartige Flächenlast infolge des hohen Druckunterschieds. Um wenige Millisekunden versetzt, öffnet sich ein oberes Luftventil und lässt auch die Druckluft über der Platte entweichen. Die Platte wird wieder entlastet. Durch diesen Versuchsaufbau lässt sich die Impulsdauer der Belastung einfach variieren. Abbildung 2.13 zeigt einen typischen Belastungsverlauf der Platte. Die Anstiegszeit der Kraft lag bei diesen Untersuchungen bei 0,25 Sekunden.

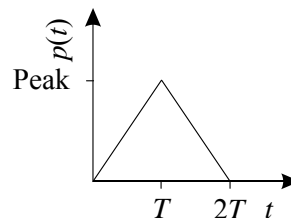


Abbildung 2.13 Flächenlast-Zeit-Funktion der Platte JENSEN [58]

Dieser Versuchsaufbau simuliert extreme Kurzzeitdruckwellen, wie sie durch stattfindende Gasexplosionen in geschlossenen Räumen entstehen. Im Fall einer Explosion wird im Allgemeinen der anfallende Druck durch Sollbruchstellen oder Überdruckventile abgeleitet. Während dieser Zeit kommt es erst zu einem permanenten Anstieg der Belastung infolge der sich ausbreitenden Druckwelle und infolge der anschließenden Druckableitung zu einer Entlastung.

Zu den häufigsten Untersuchungsmethoden gehört die Betrachtung des Betonverhaltens unter einem harten Aufschlag – zum Beispiel dem eines Projektils. Stellvertretend sollen hier die Ausführungen von DANCYGIER ET AL. [23], [24] genannt werden. In diesen Arbeiten sind bewehrte und unbewehrte Betonplatten auf die Durchschlagfestigkeit von Projektilen mit hoher Geschwindigkeit untersucht worden. Diese experimentellen Arbeiten enthalten vordergründig einen Vergleich von normalem und hochfestem Beton in Bezug auf den Widerstand gegen lokale Impulsbelastungen.

2.5.4 Fallmassen und Hydraulikaggregate

Für eine Beurteilung eines Bauteilwiderstandes gegen von außen auftreffende Schläge werden auch sogenannte Fallmassen eingesetzt. Diese Fallmassen, meist noch zusätzlich pneumatisch bzw. hydraulisch beschleunigt, simulieren das Aufschlagen eines Körpers auf ein Bauteil. Hier sollen stellvertretend BENTUR / MINDESS / BANTHIA [6], EIBL / FEYERABEND [37], EIBL / KREUSER [40], HIBBERT / HANNANT [54] und MINDNESS / YAN [81] genannt werden, die in ihren Untersuchungen Platten, Biegebalken sowie Stützen mit Hilfe von Fallmassen belasteten, um somit das Verhalten des Bauteils insgesamt und lokal an der Aufschlagstelle zu beschreiben. Dabei wurde unter anderem erkannt, dass lokal eine zusätzliche Versprödung infolge der dynamischen Belastung eintritt, die beispielsweise durch Zugabe von Stahlfasern vermindert werden kann.

Mit Hilfe eines leistungsfähigen Hydraulikaggregats haben SHRIKISHNA / SHAH [112] Stoßversuche an Stahlbetonbalken durchgeführt. Dadurch gelang es, eine Verformungsgeschwindigkeit von 33 cm/s bzw. eine Dehngeschwindigkeit von ca. $0,02 \text{ s}^{-1}$ unter einer Last von 450 kN zu erzeugen (siehe auch KULKARNI / SHAH [67]). Dabei wurden im Vergleich zu quasi-statischen Untersuchungen Unterschiede in den Versagensarten und der Rissentwicklung beobachtet.

Ergebnisse seismischer Simulationen an Kragbalken, bestehend aus hochfestem Beton, wurden bereits in Taiwan und Japan (FANG / WANG / HORN / YEN [43] und KIMURA / SUGANO / NAGASHIMA / ICHIKAWA [60]) durchgeführt. Zu den Hauptbetrachtungen der Untersuchungen gehörten die Abhängigkeit des Tragverhaltens von der Betondruckfestigkeit, dem Bewehrungsverhältnis und der Art der seismischen Belastung.

Im Rahmen der hier angefertigten Arbeit wurde eine Fallanlage entwickelt, die kurze Zugimpulse erzeugt. Mit dieser Apparatur werden eingeschnürte Betonprismen der Dimension $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$ unter dynamischer Zugbelastung untersucht. Eine ausführliche Beschreibung dieser Anlage wurde bereits in CURBACH / ORTLEPP [20] vorgestellt. Im Abschnitt 7.2 dieser Arbeit wird die Arbeitsweise dieses Versuchsaufbaus nochmals kurz erläutert.

2.5.5 Schockwellen

Zur Vollständigkeit soll an dieser Stelle auf eine weitere Untersuchungsmethode eingegangen werden, die speziell das Materialverhalten unter sehr hohen Druckwellen zeigt. Bei einer Schockbeanspruchung ist mit hydrostatischen Drücken zu rechnen, die um mehrere Dimensionen über denen statischer Beanspruchungen liegen können. Änderungen der Materialeigenschaften beim Wellendurchgang haben direkten Einfluss auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit. Aufgrund einer adiabatischen Kompression treten kurzzeitig sehr hohe Temperaturen auf. Voraussetzung für das Entstehen von Schockwellen in einem Werkstoff ist, dass das Material unter Belastung einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung folgt. Die Nichtlinearität dieses Verlaufs bewirkt, dass die Ausbreitungsgeschwindigkeit für Anteile höherer Spannungsniveaus größer ist als für die Anteile geringerer Spannungsniveaus. Dies beruht auf der an den dynamischen E-Modul gekoppelten Druckwellengeschwindigkeit. Eine gute Übersicht der Schockwellenforschung gibt es von GRADY [45], HERRMANN [53] und OCKERT [85].

Die Entstehung einer Schockwelle soll hier kurz erläutert werden. Die erste Ableitung einer Druck-Volumendehnungs-Kurve ist proportional zur Wellengeschwindigkeit (siehe Abschnitt 3.2). Für ein nichtlineares Materialgesetz werden so die hohen Spannungen schneller als die niedrigeren Spannungen transportiert. Abbildung 2.14 zeigt diesen Vorgang für die verschiedenen Spannungsniveaus. Die Form dieser Schockwelle ist abhängig von der Wellenerregung. Sie kann ihr Aussehen auch während des Ausbreitungsverlaufs ändern.

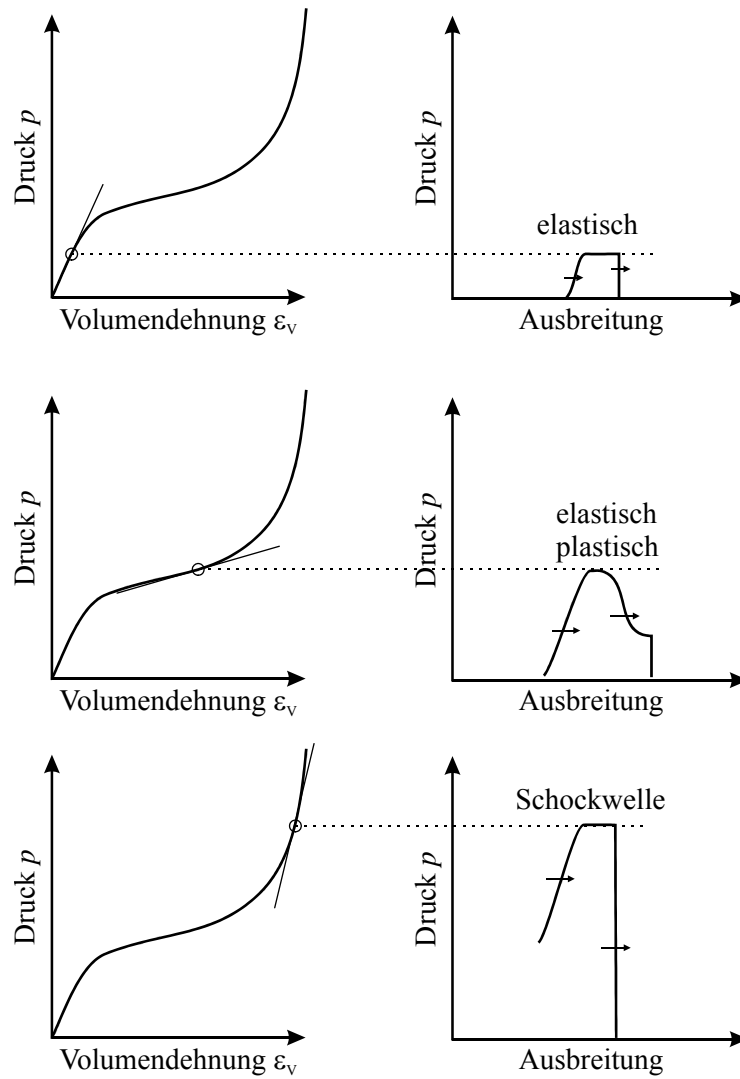


Abbildung 2.14 Entstehung unterschiedlicher Druckwellen für verschiedene Spannungsniveaus aus HERRMANN [53]

3. Betonverhalten unter Zugbeanspruchung

3.1 Der Versagensprozess von Beton unter allgemeiner Zugbeanspruchung

CURBACH [18] zeigt in Abbildung 3.1 die Definition von verschiedenen Spannungsbezeichnungen in einem mit Kerben versehenem Material. Unter einer statischen Beanspruchung treten an den Fehlstellen im Beton hohe Kerbspannungen auf (σ_k), wodurch die Spannungsverteilung in der Querschnittsfläche nicht konstant bleibt. Bei steigender Last wird daher zuerst an den Kerben durch Überbeanspruchung und Versagen des Materials ein Riss entstehen, der sich mit fortschreitender Kraft weiter aufweitet.

Die durchschnittliche Spannung unter Berücksichtigung der spannungslosen Fehlstellen errechnet sich aus der äußeren Zugkraft und der übrig bleibenden Fläche zum kleineren durchschnittlichen Wert σ_i . Ein außenstehender Betrachter misst ohne Kenntnis der Fehlstellen und inhomogenen Spannungen eine mittlere Spannung σ_a .

Zu weiterführenden Informationen zur Heterogenität und Rissbildung bei statischer Beanspruchung wird an dieser Stelle auf die umfangreichen Arbeiten von EIBL / IVANYI [38], und VAN MIER [118] verwiesen.

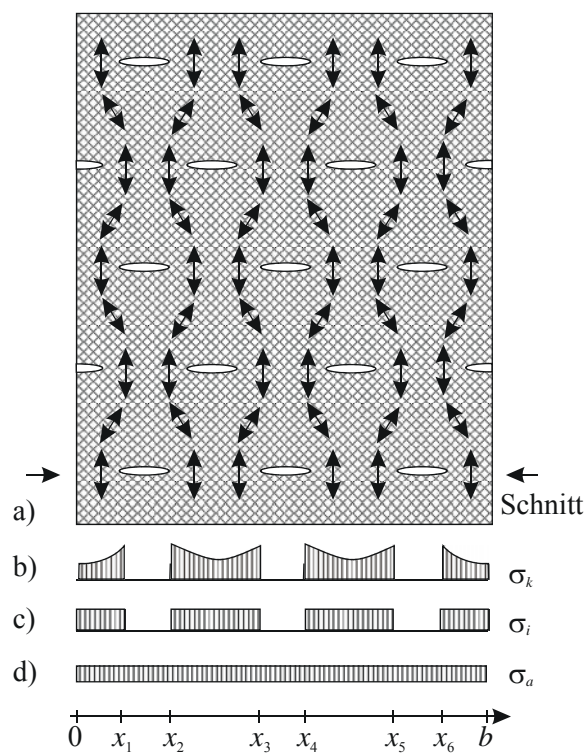


Abbildung 3.1 Zentrisch gezogene Probe aus CURBACH [18]
 a) Meso-Level mit stilisierten Spannungstrajektorien,
 b) Spannungsverteilung entlang der gekennzeichneten Linie,
 c) durchschnittliche Spannung zwischen den Fehlstellen,
 d) durchschnittliche Spannung im Makro-Level.

Äußere Spannung und Dehnung eines Materials sind durch den E-Modul miteinander gekoppelt. Bei Beton ist der E-Modul nicht konstant, sondern selbst abhängig von der Dehnung ε . Eine allgemeine Spannungs-Dehnungs-Beziehung kann wie in Gl. (3.1-1) angegeben werden.

$$\sigma = E(\varepsilon) \cdot \varepsilon \leq \sigma_{\max} \quad (3.1-1)$$

Bei hochdynamischen Beanspruchungen von Beton kommt es zu einer Veränderung dieser Beziehung. Sowohl der E-Modul als auch die maximale Zugfestigkeit werden durch Art und Verlauf der Belastung beeinflusst. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung muss für diesen Fall erweitert werden, wie sie in Gl. (3.1-2) dargestellt ist.

$$\sigma = E[\varepsilon(t)] \cdot \varepsilon \leq \sigma_{\max}[\varepsilon(t)] \quad (3.1-2)$$

Hohe Belastungsgeschwindigkeiten, die an sehr ausgeweiteten Bauteilen (Platten / Balken) einseitig aufgebracht werden, führen infolge von Masseträgheitseffekten innerhalb des Materials zu einer unregelmäßigen Spannungsverteilung im Bauteil. In diesem Fall treten mechanische Wellen auf. Das heißt, in einem Probekörper ist die aus der vorhandenen Normalspannung resultierende Kraft im Bauteil nicht mehr proportional der äußeren Belastung. Auf die wesentlichen Merkmale von mechanischen Wellen wird im folgenden Kapitel eingegangen.

3.2 Wellenausbreitung in Festkörpern

3.2.1 Allgemeines

Die Elastizitätstheorie ist das physikalische Fundament, auf dem die mathematische Beschreibung der Wellenausbreitung aufbaut. Sie beruht auf einer veränderlichen, rückformbaren (reversiblen) Deformation von Festkörpern. Wenn die dabei auftretenden Spannungen den Deformationen proportional sind, spricht man von elastischen Körpern. Die Geschwindigkeiten, mit denen sich die elastischen Deformationen ausbreiten, hängen von den elastischen Eigenschaften und der Dichte des durchlaufenen Materials ab.

Es gibt mehrere Arten von Wellen, welche sich durch ihre Ausbreitungseigenschaften unterscheiden. Die beiden Haupttypen sind Raumwellen und Oberflächenwellen. Raumwellen laufen durch das Innere von Festkörpern, Oberflächenwellen sind an die Oberfläche gebunden und breiten sich ähnlich wie Wellen in einem Teich aus, in den ein Stein geworfen wird. Impulse auf Betonbauteile erzeugen sowohl Raumwellen als auch Oberflächenwellen. In Abbildung 3.2 sind die verschiedenen Wellenarten schematisch abgebildet.

- Raumwellen

Die erste Art von Raumwellen sind die Longitudinalwellen oder P-Wellen. Sie sind die schnellste Wellenart und können sich in festen Körpern, aber auch in Flüssigkeiten – z.B. Wasser – ausbreiten. Wie bei Schallwellen in der Luft werden hier Teilchen geschoben und gezogen, wobei die Bewegung in Ausbreitungsrichtung der Welle erfolgt (Abbildung 3.2 a)). Voraussetzung für diese Wellenart ist ein theoretisch unbegrenztes Medium.

Die zweite Art von Raumwellen sind die S-Wellen, Scher- oder Transversalwellen. Diese laufen langsamer als P-Wellen. S-Wellen können sich nur in festen Materialien ausbreiten, nicht aber in Flüssigkeiten. Die Teilchen im Körper bewegen sich quer zur Ausbreitungsrichtung (Abbildung 3.2 b)).

- Wellenüberlagerungen

In allen praktischen Fällen treten weitere Wellenarten durch Überlagerung der reinen Schwingungsmoden dazu. Sofern sich die Bauteilabmessungen im Bereich der Wellenlänge befinden, entstehen je nach Geometrie zusätzlich Dehn- (Stab-) (Abbildung 3.2 c)) oder Biege- (Platten-) Wellen (Abbildung 3.2 d)).

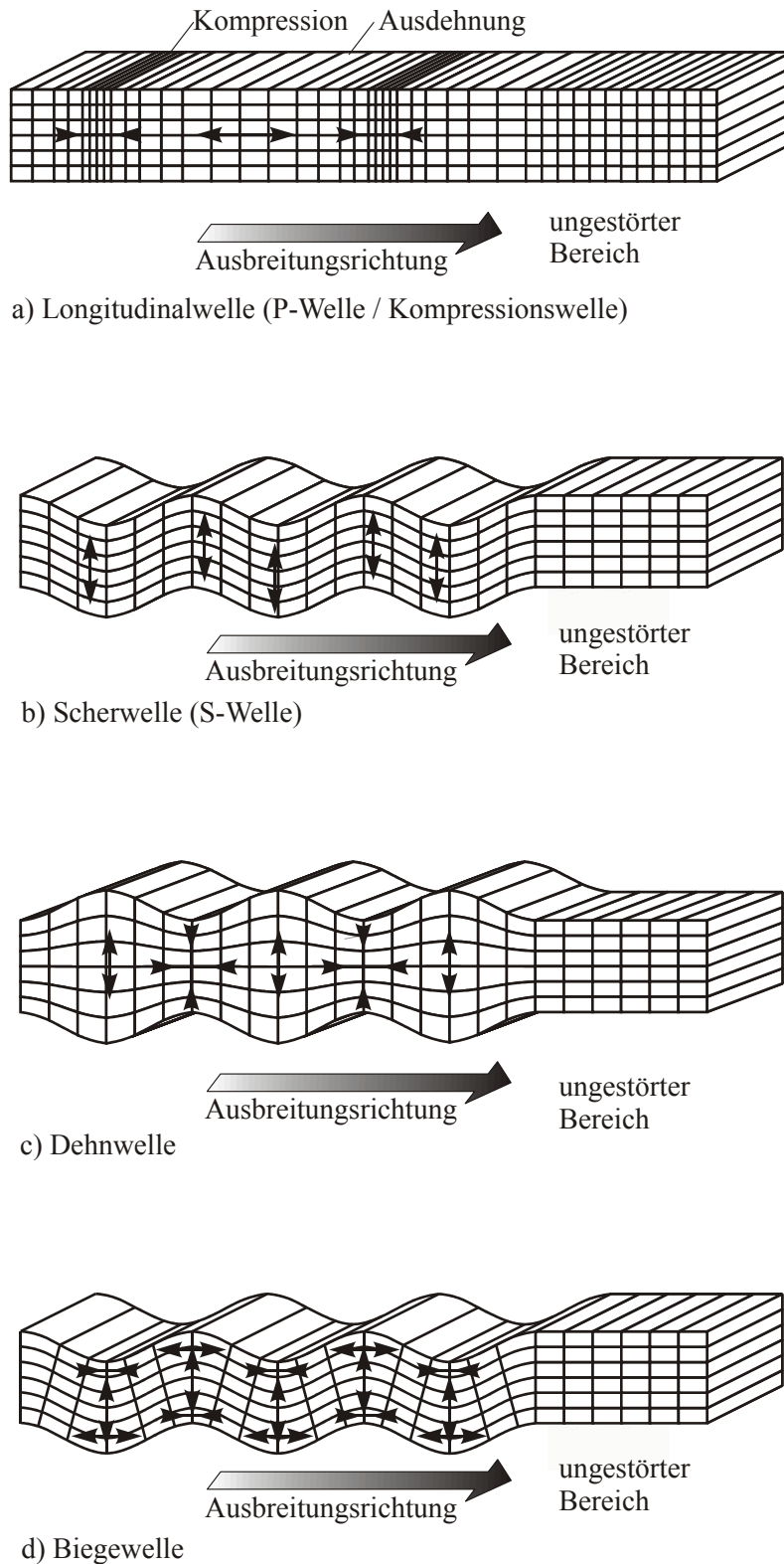


Abbildung 3.2 Darstellung der verschiedenen Wellen in Festkörpern

Der Zusammenhang zwischen der Wellengeschwindigkeit c und den elastischen Parametern eines Mediums lässt sich physikalisch unter Verwendung des Impulssatzes und des Hooke'schen Gesetzes ableiten. Dies soll hier unterbleiben, vielmehr sollen gleich die Definitionsgleichungen für Longitudinal- Scher- und Rayleighwellen genannt werden (Gl. (3.2-1) bis (3.2-3)).

$$c_l = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (\text{Longitudinalwelle aus [56]}) \quad (3.2-1)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}} \quad (\text{Scherwelle aus [56]}) \quad (3.2-2)$$

$$c_r \approx \frac{0,87+1,12\mu}{1+\mu} \cdot \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}} \quad (\text{Rayleighwelle aus [34]}) \quad (3.2-3)$$

dabei sind:

E : E-Modul,
 ρ : Dichte,
 μ : Querdehnzahl.

Setzt man in diesen Gleichungen für $\mu = 0,2$, was einen oft verwendeten Wert für Krustengesteine darstellt, so wird das Verhältnis der Geschwindigkeiten von Longitudinal- zu Transversalwellen:

$$\frac{c_l}{c_s} = \sqrt{\frac{8}{3}} = 1,62 \quad (3.2-4)$$

3.2.2 Dispersion bei Längsschwingungen

Unter einer rein elastischen Belastung eines Werkstoffes bewegen sich einzelne Frequenzbereiche einer Dehnungswelle mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten fort. Bereits seit einiger Zeit ist das Phänomen der unterschiedlichen Laufzeiten sogar von Licht verschiedener Wellenlängen, beispielsweise in einer Quarz-Glasfaser, bekannt (z.B. WHITTEN [122]). Licht mit kleineren Wellenlängen (violett) bewegt sich mit wesentlich geringerer Geschwindigkeit fort als Licht größerer Wellenlängen (rot). Ein ähnlicher Effekt ist auch bei Längsschwingungen in Feststoffen bekannt (CHREE [14], LOVE [73], POCHHAMMER [91]). Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit gibt z.B. LOVE [73] mit einer Differenzialgleichung an. BANCROFT [5] präsentiert eine Lösung dieser Differenzialgleichung als Verhältnis von maximaler (c_0) und vorhandener (c_n) Längsgeschwindigkeit für unterschiedliche Querdehnzahlen (Abbildung 3.3). Hierbei wurden Zylinderstäbe des Durchmessers d mit verschiedenen Querdehnzahlen ν angenommen, durch die mechanische Längswellen unterschiedlicher Wellenlängen Λ_n geleitet werden. Es ist erkennbar, dass eine Längswellengeschwindigkeit mit zunehmender Wellenlänge in einem Prüfkörper anwächst.

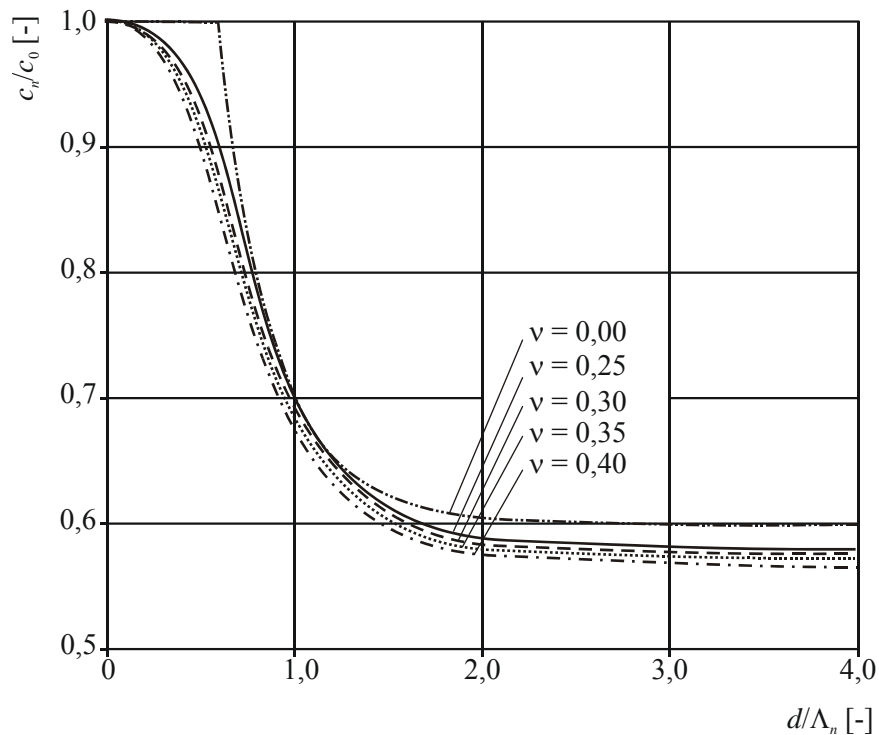


Abbildung 3.3 Veränderung der bezogenen Wellengeschwindigkeit c_n/c_0 in Abhängigkeit von der bezogenen Probendicke d/Λ_n und der Querdehnzahl ν nach BANCROFT [5]

3.2.3 Untersuchungen an Beton

Da Beton ein inhomogener Baustoff ist, ist die Wellenausbreitung demzufolge abhängig von den einzelnen Komponenten des Materials. SCHUBERT / KÖHLER [110] untersuchten die Wellengeschwindigkeit der Einzelbestandteile von Beton (Zuschlag und Zement). Im Gegensatz dazu werden oft für den Baustoff von verschiedenen Verfassern Mittelwerte für Wellengeschwindigkeiten angegeben. In Tabelle 3 sollen nur auszugsweise einige Werte für Longitudinal-Wellen genannt werden.

Tabelle 3 Angabe der Wellengeschwindigkeit verschiedener Verfasser

Verfasser	E-Modul [MN/m ²]	Dichte [kg/m ³]	Longitudinalwellen- geschwindigkeit [m/s]
BHARGAVA / REHNSTRÖM [7]	40 000	2300	4170
MINDESS / BENTUR [80]	35 000	2300	3900
SHAH / JOHN [111]	31 380	2300	3690
WOLLBOLD [125]	20 000 – 40 000	2300	2950 – 4200

Der Begriff *Longitudinalwelle* wird von den Autoren unterschiedlich verwendet. Eine ideale Longitudinalwelle tritt nur in einem geometrisch unendlichen Medium auf. Ist jedoch die Breite eines Körpers gegenüber seiner Länge klein, entstehen infolge der Querdehnungseigen-

schaft Oberflächenverzerrungen, wodurch die Dehnsteifigkeit abnimmt. Durch die Überlagerung von Wellen entsteht hier genau genommen eine Dehnwelle (vgl. Abschnitt 3.2.1).

Die allgemeine Bestimmungsgleichung nach JOHNSON [59] und DGZFP [26] für die Longitudinal- und Dehnwellengeschwindigkeit in Festkörpern sind in Gl. (3.2-5) und (3.2-6) angegeben:

$$c_l = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad \text{Longitudinalwelle} \quad (3.2-5)$$

$$c_D = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad \text{Dehnwelle} \quad (3.2-6)$$

dabei sind:

ρ	die Dichte des Werkstoffs,
E	der E-Modul,
μ	Querdehnzahl,
c_l	die Wellengeschwindigkeit für eine Longitudinalwelle und
c_D	die Wellengeschwindigkeit für eine Dehnwelle.

Wird diese Beziehung direkt auf den Baustoff Beton angewendet, wird das nichtlineare Stoffgesetz unterschlagen. Der E-Modul ist bei Beton, wie oben erwähnt wurde, nicht konstant, sondern ändert sich mit steigender Beanspruchung (Gl. (3.2-7)).

$$E = \frac{d\sigma(\varepsilon, \dot{\varepsilon})}{d\varepsilon} \quad (3.2-7)$$

Demnach werden sowohl eine Kompressions- als auch eine Expansionswelle mit hoher Spannungsamplitude ein anderes Ausbreitverhalten zeigen als eine Welle, die sich im linearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Beziehung befindet (NOWACKI [84]).

3.2.4 Wellenveränderung infolge nichtlinearer Materialeigenschaften

In Abbildung 3.4 a) ist der Spannungsabbau eines durch einen Impuls angeregten nichtlinearen Werkstoffes (Abbildung 3.4 b)) schematisch dargestellt. Wellen geringer Spannung bewegen sich infolge des hohen Tangenten-E-Moduls schneller fort. Ist ein Impuls zeitlich begrenzt, eilt eine Welle geringer Spannung voraus (Abbildung 3.4 c)), während die langsamere Welle mit den hohen Spannungen hinterherläuft. Allmählich wird daraufhin die langsame Welle vom schnellen Impulsende eingeholt (Abbildung 3.4 d)). Das Ergebnis dieses Effekts ist eine sich ausbreitende Welle, deren Amplitude mit fortschreitendem Weg abnimmt oder sogar ganz ausgelöscht wird (Abbildung 3.4 e)).

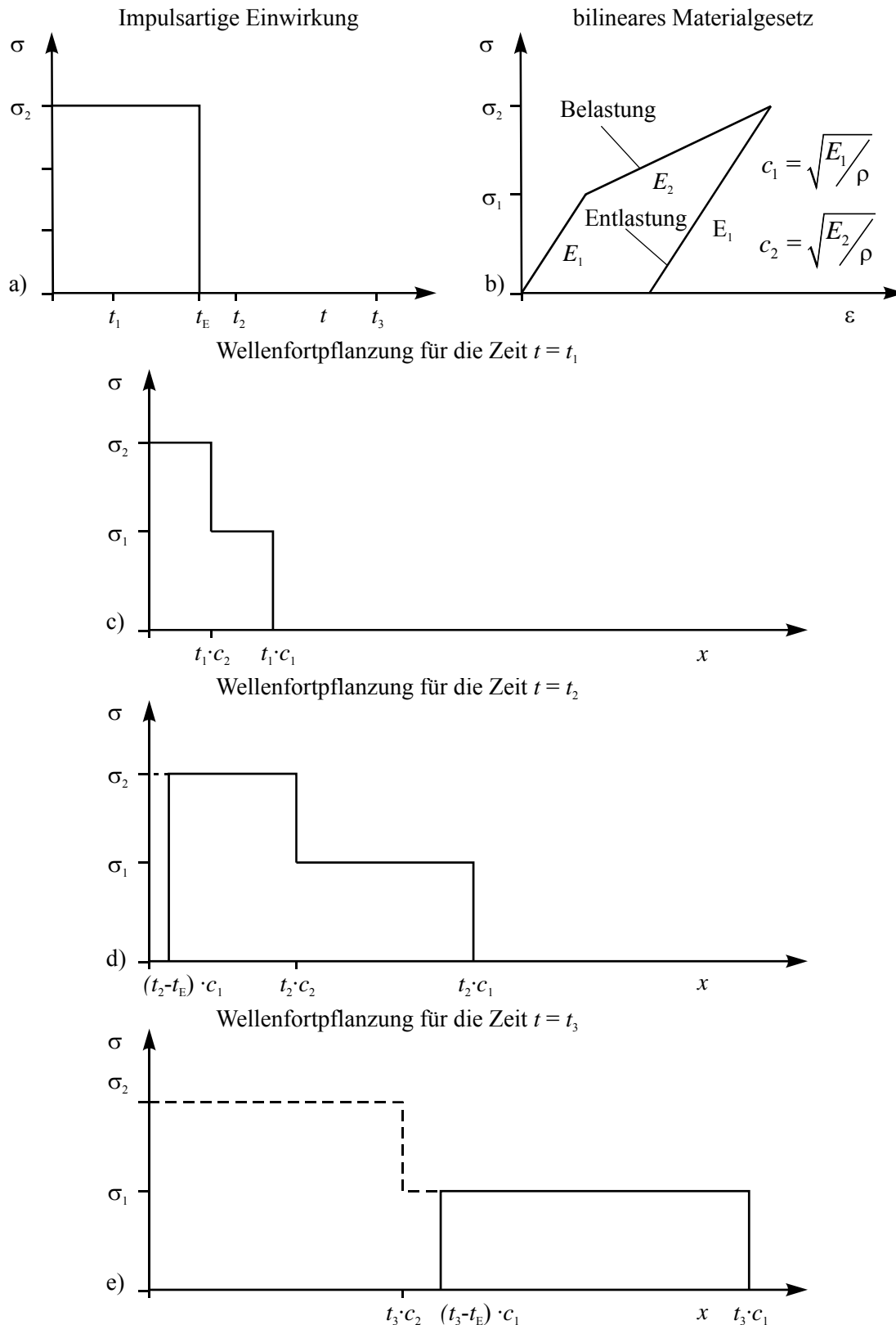


Abbildung 3.4 Rückgang von Spannungen durch Impulsanregung bei nichtlinearen Werkstoffen aus KOLSKY [66]

Infolge der nichtlinearen Materialeigenschaften von Beton ist hier ein Spannungsabbau bei einer Longitudinalwelle vorhanden, wodurch von der Lasteintragungsstelle entfernte Bereiche nur noch Bruchteile der ursprünglichen Einwirkung erhalten.

3.3 Betonverhalten unter dynamischen Zugspannungen

Als Grundlage für die theoretische Beschreibung des dynamischen Materialverhaltens von Beton wird an dieser Stelle ein Abriss aus der Literatur über die experimentellen Ergebnisse zu den allgemeinen Betoneigenschaften unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten gegeben. Beton verzeichnet bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten eine Änderung seiner Materialeigenschaften. Im Schwerpunkt bei fast allen Untersuchungen stehen die dynamischen Eigenschaften unter einaxialer Zug- und Druckbeanspruchung. Aus dem zweiten Jahrzehnt des letzten Jahrhunderts sind bereits in ABRAMS [1] und PASSOV [89] erste Erkenntnisse zusammengefasst, die die zunehmende Festigkeit von Beton infolge schneller Belastung darstellen. Mittlerweile gibt es viele Veröffentlichungen, die sich mit dem Materialverhalten von Normalbeton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten auseinandersetzen. Hier sollen stellvertretend die Arbeiten von BACHMANN [4], DONALD / BIRKIMER / LINDEMANN [33], CURBACH [18], [20], HATANO [48], KÖRMELING / ZIELINSKI / REINHARDT [64], KOLMOS [65], KVIRIKADZE [69], ROSS / KUENNEN / STRICKLAND [99], TAKETA / TACHIKAWA [113] und TAKETA / TACHIKAWA / FUJIMOTO [114] genannt werden. In Abbildung 3.5 ist eine Zusammenfassung aus verschiedenen Veröffentlichungen zum Materialverhalten von Normalbeton unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten dargestellt.

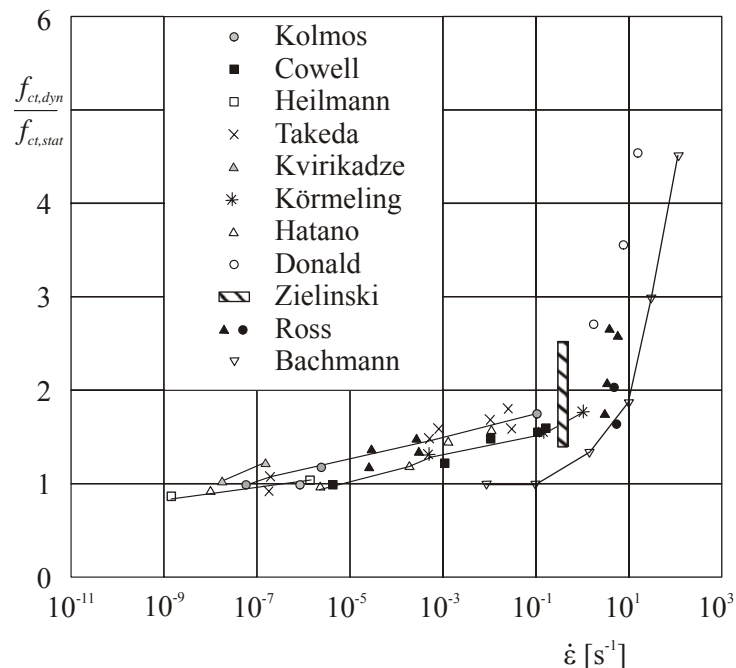


Abbildung 3.5 Veränderung der Zugfestigkeit von Normalbeton in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit aus BACHMANN [4]

Abgebildet ist das Verhältnis der maximal aufnehmbaren Zugspannungen des Werkstoffes zwischen statischer und dynamischer Belastung bei verschiedenen Dehngeschwindigkeiten. Bei den einzelnen Verfassern ist immer die Tendenz der Festigkeitsveränderung von Beton erkennbar, dass bei einer Erhöhung der Dehngeschwindigkeit des Belastungsvorgangs eine monotone Festigkeitssteigerung ersichtlich ist. Der Einfluss der Dehngeschwindigkeit auf die Dehnung bei maximal auftretender Spannung wurde bisher nur teilweise untersucht. Hier sollen stellvertretend die Arbeiten von CURBACH / EIBL [19], DONALD / BIRKIMER / LINDEMANN [33] und ZIELINSKI [128] genannt werden, die fast immer eine Zunahme der Maximaldehnung mit steigender Dehngeschwindigkeit beobachteten.

Zur Veranschaulichung der Größenordnungen der Achsenbeschriftungen des Diagramms in Abbildung 3.5 soll im Folgenden eine kurze Erläuterung gegeben werden. Eine auf der x -Achse aufgetragene Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 10^{-1} \text{ s}^{-1}$ ruft eine Dehnung von $1 \text{ ‰} = 0,001$ innerhalb von $0,01 \text{ s}$ hervor. Das bedeutet, wenn der Beton eine Bruchdehnung von $0,1 \text{ ‰}$ hat, muss dieser nach dem Aufbringen dieser monoton ansteigenden Dehnung innerhalb von $1 \text{ ms} = 0,001 \text{ s}$ zerreißen.

Offenkundig ist, dass durch die Erhöhung der Belastungsgeschwindigkeit eine Verfestigung des Materials zu verzeichnen ist. Dieses Phänomen tritt nicht nur bei Beton, sondern auch bei vielen anderen heterogenen Werkstoffen auf, BLAZYNSKY [8].

Nach dem Stand der Erkenntnis wird die Festigkeitssteigerung von Beton in zwei Abschnitte unterteilt. Der erste Bereich reicht bis zu einer Dehnrate von 0 s^{-1} bis ca. $10^0 \dots 10^1 \text{ s}^{-1}$. Dort steigt das Verhältnis der dynamischen zur statischen Festigkeit bis auf ca. 2,0 an. Ab diesem Punkt erhöht sich dieses Verhältnis sprunghaft bis auf einen Wert größer als 4,0 bei einer Dehnrate von ca. $2 \cdot 10^1 \text{ s}^{-1}$.

Eine mögliche Begründung für dieses Verhalten wurde bereits 1980 von KÖRMELING / ZIELINSKI / REINHARDT [64] gegeben. Bei einer genaueren Untersuchung der Bruchstelle wurde festgestellt, dass im dynamischen Lastfall prozentual mehr Zuschlagkörner durchtrennt werden. Daraufhin wurde davon ausgegangen, dass bei einer schnellen Belastung größere Spannungen durch die Betonmatrix ohne deren Zerstörung weitergeleitet werden. Somit konnte eine Festigkeitssteigerung des Baustoffes Normalbeton angenommen werden.

Bei einer Beschreibung der dynamischen Materialeigenschaften muss allerdings an erster Stelle der mechanische Einfluss vom tatsächlichen Materialverhalten separiert werden. Zum Beispiel hat CURBACH [18] durch eine Finite-Elemente-Modellierung eines dynamisch belasteten Betonzugkörpers gegenüber einer statischen Belastung eine Vergleichmäßigung der Spannungsverteilung unter schneller Belastung festgestellt (Abbildung 3.6). Das verwendete Stoffgesetz war in beiden Fällen unabhängig von der Dehnrate. Allein die Masseträgheit der Elemente lässt an einer Risswurzel weit geringere Spannungsspitzen entstehen, wodurch die aufnehmbare Gesamtspannung des untersuchten Querschnitts steigt.

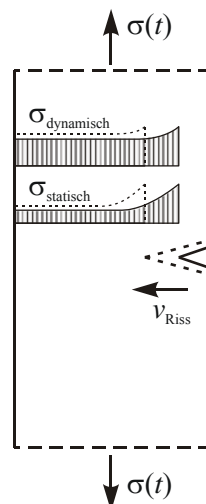


Abbildung 3.6 Dynamische Vergleichmäßigung der Zugspannung an der Kerbe

Ein weiterer Effekt der Festigkeitssteigerung, der nur durch die Masseträgheit der Rissufer beschrieben werden kann, ist der Memory-Effekt, CURBACH [18]. Abbildung 3.7 zeigt verschiedene Belastungsgeschichten an einer gekerbten Betonprobe.

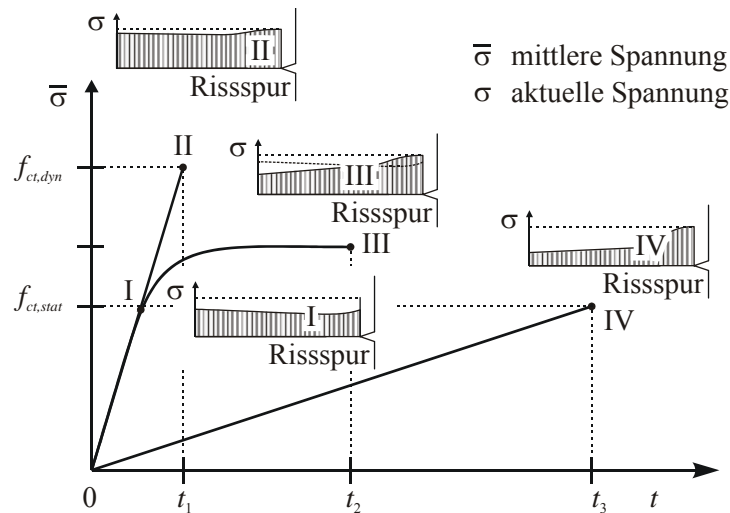


Abbildung 3.7 Spannungsentwicklung am Risspfad infolge unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeiten, CURBACH [18]

Linie IV entspricht einer quasi-statischen Belastung, in der an der Risswurzel (Kerbe) eine ausgeprägte Spannungsspitze entsteht. Die Festigkeit des Gesamtquerschnitts wird durch diese Spannungsspitze bestimmt. Der Verlauf einer gleichmäßigen, schnellen Spannungssteigerung wird in Linie II abgebildet. Die Spannungsverteilung in der Rissspur ist infolge wirkender Massenträgheitsmomente gleichmäßiger. Wird allerdings die schnelle Belastung nicht bis zum Bruch geführt, sondern bereits davor konstant gehalten, wie zum Beispiel Linie III zeigt, ist die Dehngeschwindigkeit in diesem Moment *Null*. Dennoch widersteht die Probe eine Zeit lang der höheren „statischen“ Belastung bis zum Zeitpunkt t_2 . Da das Integral der Spannung gleich bleibt, gibt es eine *Drehung* des Spannungsverlaufs, die Spannung der Risswurzel steigt demnach trotz konstanter Belastung weiter an und führt bei Überschreiten der Festigkeit zum Bruch.

Kerben bzw. Diskontinuitäten entstehen nicht nur durch äußere Beeinflussung der geometrischen Form. Sie sind im heterogenen Mehrphasenwerkstoff Beton immer vorhanden. Bei der Betrachtung des Mesobereichs von Beton, in welchem Zuschlagkörner, Zementstein und Poren unterschieden werden, stellt sich ebenso an den Grenzschichten der verschiedenen Betonbestandteile eine ungleichmäßige Spannungsverteilung ein (vgl. Abschnitt 3.1).

Abbildung 3.8 zeigt den Ausschnitt einer Betonprobe, in der verschiedene Baustoffbestandteile enthalten sind. Die Spannungsverteilung in einem beliebigen Schnitt ist, wie auch bei der gekerbten Probe, stark ungleichförmig. Unter schneller Belastung steigt die übertragbare Spannung zwischen den Steifigkeitssprüngen, wodurch eine scheinbare Gesamtverfestigung stattfindet.

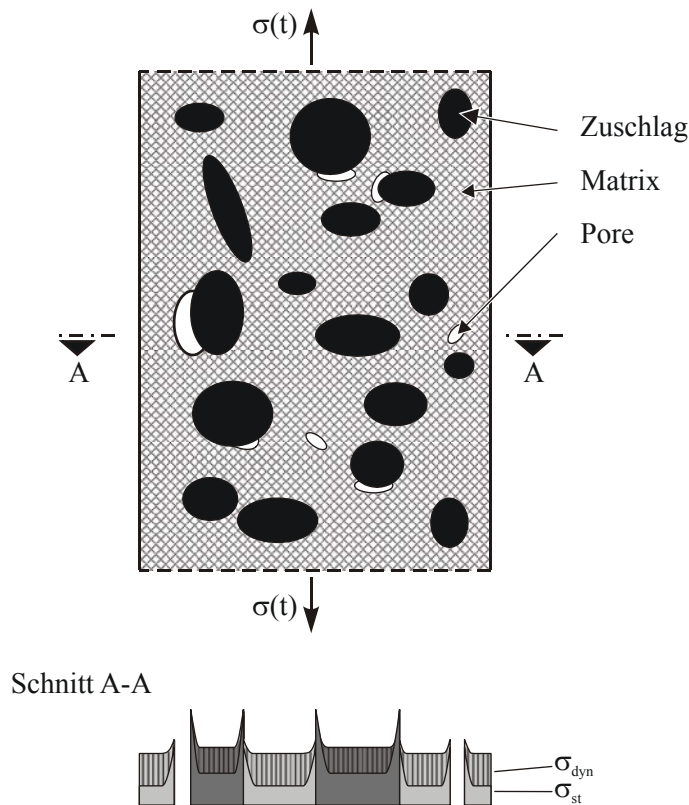


Abbildung 3.8 Dynamische Vergleichmäßigung der Zugspannung an inneren Diskontinuitäten

CURBACH [18] beschreibt einen weiteren Effekt, der auch zu einer scheinbaren Zugfestigkeitssteigerung unter hohen Dehngeschwindigkeiten, ausgehend von der Bauteilform und Bauteilabmessung, führt. Die Festigkeitsverteilung eines gezogenen Probekörpers weist einen rein zufälligen Charakter auf (Abbildung 3.9 und Abbildung 3.10). Unter statischer Beanspruchung wird der Bruch der untersuchten Probe immer an der schwächsten Stelle auftreten. Eine Zugwelle führt, im Vergleich zum gesamten Spannungsniveau der Probe, zu höheren Beanspruchungen an der Eintragsstelle. Würde ein identischer Versuchskörper dynamisch belastet, kann unter Umständen infolge der ungleichmäßigen Spannungsverteilung eine größere Festigkeit festgestellt werden.

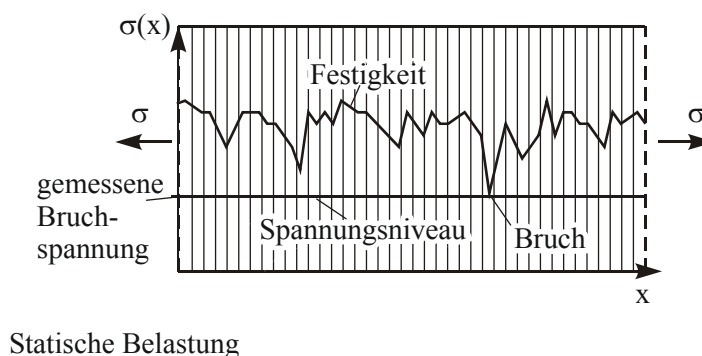
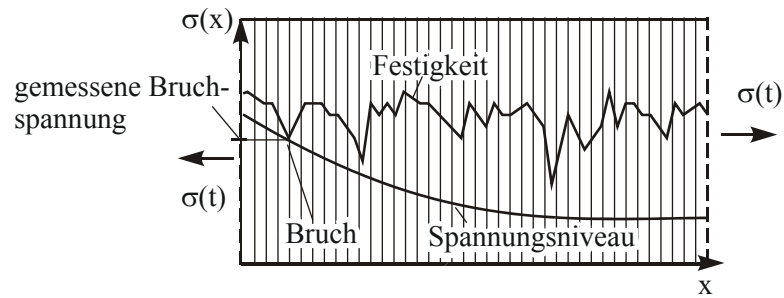


Abbildung 3.9 Das schwächste Glied bestimmt die Gesamtfestigkeit



Dynamische Belastung

Abbildung 3.10 Festigkeitssteigerung infolge des nichtlinearen Spannungsgradienten

Dieser Zusammenhang soll im Folgenden mit einem numerischen Beispiel genauer erläutert werden.

Drei Körper mit je einhundert Betonlängsschnitten haben eine normalverteilte statische Zugfestigkeit mit dem Mittelwert $f_{ct,m} = 5 \text{ N/mm}^2$ und jeweils eine Standardabweichung $\sigma = \{0,1; 0,5; 1,0\} \text{ N/mm}^2$. Der Wert der Zugfestigkeit wird als dehnratenunabhängig vorausgesetzt. Die entsprechenden Häufigkeits- und Summenfunktionen zeigt Abbildung 3.11.

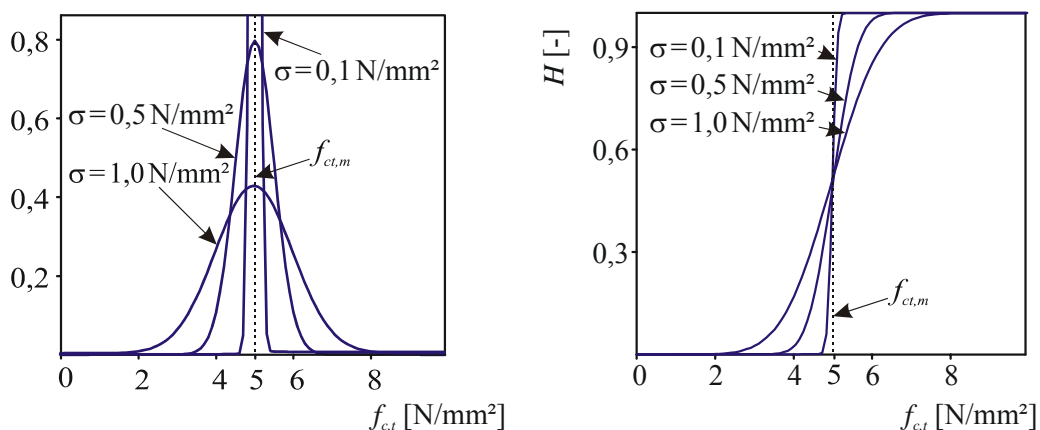


Abbildung 3.11 normalverteilte Zugfestigkeit und Summenfunktion

Eine simulierte Betonprobe sei 12 cm lang. Die durchschnittliche Wellenausbreitungsgeschwindigkeit wird in Anlehnung an BHARGAVA / REHNSTRÖM [7] mit 4100 m/s angesetzt. Abhängig von der angreifenden Dehngeschwindigkeit werden dabei unterschiedliche Festigkeitssteigerungen erreicht (Abbildung 3.12).

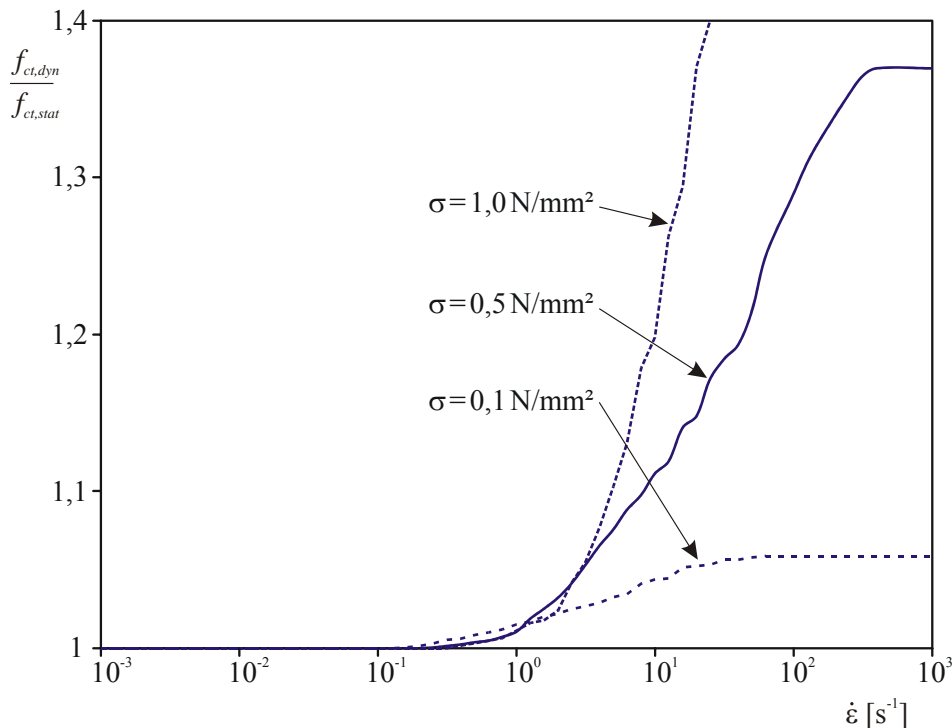


Abbildung 3.12 Verlauf der Festigkeitssteigerung infolge zufälliger Festigkeitsverteilung

Die normalverteilte Zugfestigkeit in Kraftrichtung wirkt sich – nach den oben beschriebenen Angaben – im Wesentlichen ab einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 10^0 \text{ s}^{-1}$ auf die Gesamtzugfestigkeit des Materials aus. Dass der Anstieg des Kurvenverlaufs nicht monoton verläuft, ist wiederum Ursache der zufälligen Verteilung. Die sich einstellende obere Schranke resultiert aus dem Verhältnis von Minimum der Zugfestigkeit und Einzelwert der Zugfestigkeit an der Lasteintragsstelle. Der Längsschnitt wurde mit 100 finiten Elementen modelliert. Das simulierte Einzelement hat demnach eine Ausdehnung von 1,2 mm. Ab einer Dehngeschwindigkeit von mehr als 30 s^{-1} wird in diesem Modellbeispiel immer das zur Lasteinleitung nächstgelegene Element als erstes seine Tragfähigkeitsgrenze erreichen.

Einen weiteren maßgeblichen Einfluss der dynamischen Festigkeit stellt der vorhandene Feuchtigkeitsgehalt dar. Nach ROSSI [102] wird die dynamische Festigkeitssteigerung durch zusätzlich aufnehmbare Spannungen von Wasser in Betonporen erhöht. Diese Auffassung konnte er durch Untersuchungen an ofentrockenen und wassergesättigten Proben bestätigen. Auch ROSS ET AL. [100] zeigt an umfangreichen Versuchen, dass wassergesättigter Beton unter hoher Belastungsgeschwindigkeit eine enorme Erhöhung seiner Festigkeit aufweist.

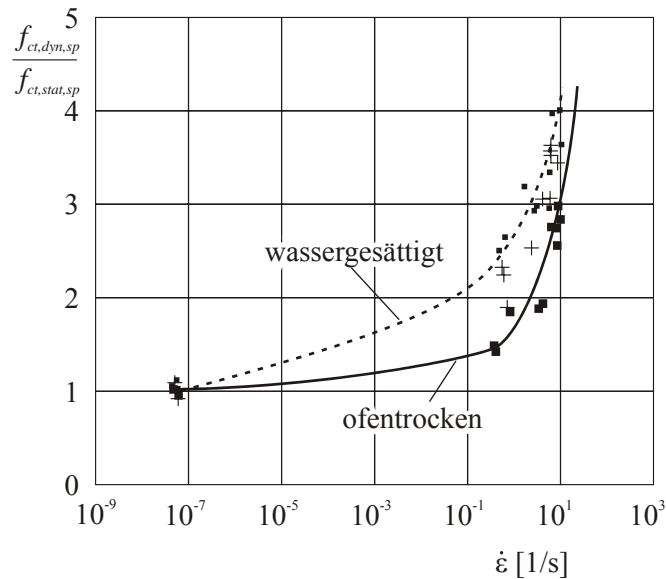


Abbildung 3.13 Steigerung der Spaltzugfestigkeit infolge Porenwassers, nach ROSS ET AL. [100]

Ähnlich wie bei konsolidierten Böden ist freies Wasser im Beton in der Lage, infolge einer Verdrängungsbehinderung zu einem weiteren tragenden Effekt beizutragen. Das Wasser übernimmt einen Teil der Spannungen. Wird eine mit Wasser gefüllte abgeschlossene Pore einer Zugspannung ausgesetzt, erzeugt die aus der Beanspruchung hervorgerufene Vergrößerung der Pore im Inneren einen Unterdruck. Dieser allseitig wirkende Druck führt danach zu einer Einschnürung der Pore senkrecht zum Spannungsniveau. HAN [47] benennt diese Reaktion als *Steffan-Effekt*. Zusätzlich zum Poreninnendruck entsteht durch die Benetzung des Wassers eine kapillare Wirkung, die in sehr kleinen Poren zu einer Viskositätskraft führt. Infolge des viskosen Charakters entsteht eine Dehnratenabhängigkeit dieser Zusatzkraft. Abbildung 3.14 zeigt diesen Effekt.

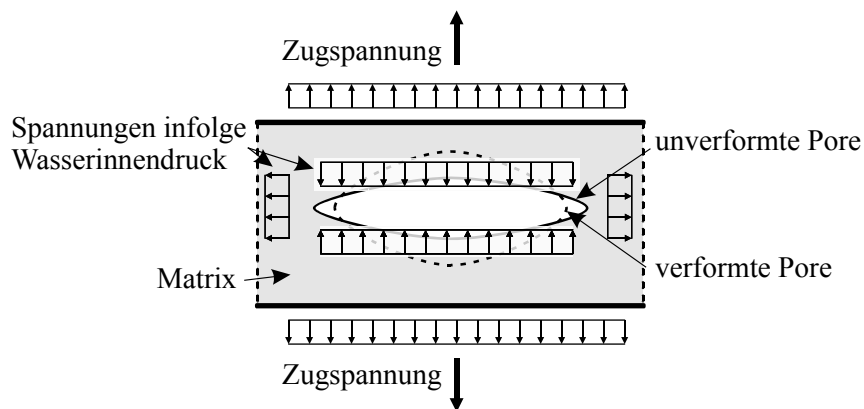


Abbildung 3.14 Spannungen infolge des Wasserinnendrucks nach HAN [47]

In Abbildung 3.15 ist der theoretische Verlauf der Zugfestigkeitssteigerung von Normal- und Hochleistungsbeton in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit nach REINHARDT [94] und JENSEN [58] dargestellt. REINHARDT [94] macht Angaben zur Festigkeitssteigerung von Beton in Abhängigkeit von der Würfeldruckfestigkeit. Diese Steigerungsfunktion wird durch zwei Geraden gekennzeichnet.

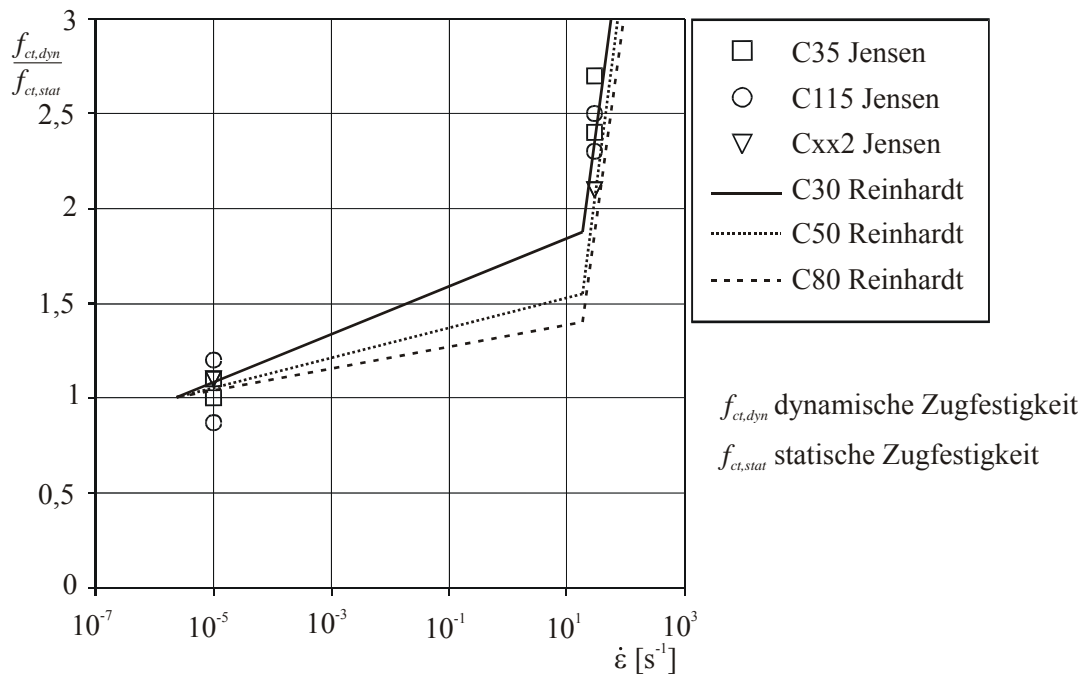


Abbildung 3.15 Zugfestigkeit nach JENSEN [58] und REINHARDT [94]

Abbildung 3.15 zeigt auch die Ergebnisse von JENSEN [58]. Hier wurde für verschiedene Betonfestigkeitsklassen sowie ein spezielles Betongemisch mit zusätzlichen Stahlfasern (Cxx2) der direkte Vergleich zu einer hohen Dehngeschwindigkeit grafisch dargestellt. Der Kraftimpuls wurde durch eine reflektierte Stoßwelle am „Split-Hopkinson-Bar“ erzeugt, siehe dazu Abschnitt 2.5.2.

Nach Ansicht von MIHASHI / IZUMI [78] kann der Einfluss der Spannungsgeschwindigkeit auf die Änderung der Zugfestigkeit für Normalbeton durch Gl. (3.3-1) beschrieben werden:

$$\lambda_{str} = \left(\frac{\dot{\sigma}}{\dot{\sigma}_0} \right)^\zeta \quad (3.3-1)$$

mit

$$\zeta = \frac{1}{1+\beta},$$

λ_{str} Verhältnis von aufnehmbarer dynamischer zu statischer Zugspannung,

$\dot{\sigma}$ untersuchte Spannungsgeschwindigkeit,

$\dot{\sigma}_0$ quasi-statische Spannungsgeschwindigkeit und

β freier Parameter.

Vom Autor wird der Wert β mit 10 bis 30 angegeben. Von REINHARDT [95] wird diese Gleichung ebenfalls betrachtet, allerdings wird hier für β der Bereich von 12 bis 25 angegeben. AMMAN [3] schlägt einen Wert von 22 vor.

Im CEB Model Code [13] wird das umfassendste Modell zur Festigkeitssteigerung präsentiert. Der dynamische Erhöhungsfaktor (Dynamic Increase Factor = *DIF*) folgt hier der Beziehung nach Gl. (3.3-2):

$$\begin{aligned}
 DIF &= \frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1,016 \cdot \delta} & \text{für } \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1}, \\
 DIF &= \frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} = \beta \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1/3} & \text{für } \dot{\epsilon} > 30 \text{ s}^{-1},
 \end{aligned} \tag{3.3-2}$$

mit

$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}}$ Verhältnis von aufnehmbarer dynamischer zu statischer Zugspannung

$$\delta = \frac{1}{10 + 6 \cdot \left(\frac{f_{ct,stat}}{f_{c0}} \right)},$$

$$\log \beta = 7,11 \cdot \delta - 2,33,$$

$\dot{\epsilon}$ untersuchte Dehngeschwindigkeit,

$\dot{\epsilon}_0 = 3 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (quasi-statische Dehngeschwindigkeit),

$f_{ct,stat}$ statische Betondruckfestigkeit und

$f_{c0} = 10 \text{ MN/m}^2$.

Ein weiterer Ansatz stammt von CURBACH [18]. Hier werden die Einflüsse aus der Spannungsgeschwindigkeit, der Rissgeschwindigkeit und der Risslänge bzw. dem Rissabstand in Gleichung (3.3-3) zusammengefasst. Die gemessene Rissausbreitungsgeschwindigkeit von $v_R = 200 - 500 \text{ m/s}$ bleibt deutlich unterhalb der theoretischen Rayleigh-Wellengeschwindigkeit für die Ausbreitung von Oberflächenwellen (vgl. Abschnitt 3.2). Die Begrenzung der gemessenen Rissgeschwindigkeit wird auf die Betonfeuchte, die Reibung beim Abfallenden Ast von Beton auf Zug und die Trägheitseffekte innerhalb der Mikrostruktur des Betons zurückgeführt. Jeder Rissfortschritt ist mit einer mehr oder weniger großen Rissöffnungsbewegung verbunden, die durch die Trägheit der beschleunigten Masse im Bereich der Rissufer bestimmt wird. Der Rissfortschritt wird somit durch die Masseträgheit der sich entfernenden Rissufer abgebremst. Weiterhin führen Untersuchungen zur Belastungsgeschichte zu dem Ergebnis, dass Beton ein *Erinnerungsvermögen* (Memory-Effekt) besitzt.

$$\frac{\beta_{dyn}}{\beta_{stat}} = \frac{1}{\beta_{stat}} \left[\beta_{stat} (0,283 \cdot \log \dot{\sigma} + 2,133) + 0,5 \cdot \dot{\sigma} \frac{s}{v_R} \right] \tag{3.3-3}$$

mit

s Fehlstellenabstand [mm],
 v_R Rissgeschwindigkeit,
 $\dot{\sigma}$ Spannungsgeschwindigkeit [$\text{N/mm}^2\text{ms}$],
 β_{dyn} dynamische Betonzugfestigkeit [N/mm^2] und
 β_{stat} statische Betonzugfestigkeit [N/mm^2].

Ausgehend vom Trägheitseffekt bei der Mikrorissbildung infolge hoher Dehnrates wurde in SCHMIDT-HURTIGNE [108] ein uniaxiales Stoffgesetz für Beton hergeleitet und anschließend auf ein multiaxiales Schädigungsmodell erweitert. FE-Berechnungen von Split-Hopkinson-Bar Versuchen sowie Impactversuchen an Betonplatten zeigten die Gültigkeit des dargestell-

ten dynamischen Stoffgesetzes. Die Grundlage dieses Modells ist die Hypothese, dass der Dehnrateneffekt durch die dynamische Verzögerung der Aktivierung von Mikrorissen verursacht ist. Mit Hilfe eines rheologischen Ersatzmodells wurde eine Beziehung unter Berücksichtigung der Dehnratengeschichte abgebildet.

3.4 Spannungs-Dehnungs-Linie unter dynamischer Zugbelastung

3.4.1 Bestimmung durch die eindimensionale Wellengleichung

Die Wellenausbreitung in einem stabförmigen Medium wird durch die allgemeine Bewegungsgleichung (Gl. (3.4-1)) beschrieben:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} - \rho \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (3.4-1)$$

mit

ρ	Dichte,
σ	Normalspannung,
u	Verschiebung,
$\frac{\partial}{\partial x}$	Ableitung nach dem Ort und
$\frac{\partial}{\partial t}$	Ableitung nach der Zeit.

Dehnung und Verschiebung sind durch die Kontinuitätsbedingung in Gl. (3.4-2) miteinander gekoppelt.

$$\frac{\partial u}{\partial x} - \varepsilon = 0 \quad (3.4-2)$$

Allgemein wird der Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung nach Gl. (3.4-3) angegeben.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.4-3)$$

Durch Ableitung von Gl. (3.4-3) nach der Ortskoordinate x entsteht Gl. (3.4-4).

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = E \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} = E \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3.4-4)$$

Das Einsetzen dieser Beziehung in Gl. (3.4-1) ergibt die Wellendifferenzialgleichung nach Gl. (3.4-5).

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3.4-5)$$

mit

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad \text{zweiter Ableitung der Verschiebung nach der Zeit und dem Ort und}$$

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad \text{Wellengeschwindigkeit als Funktion des E-Moduls und der Dichte.}$$

Durch Lösen dieser Differenzialgleichung sind der dynamische E-Modul und somit die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Materials bestimmbar (CURBACH/EIBL [19]). Allerdings führt dieser Rechenweg nur zu einem E-Modul größer als Null. Nun gibt es in einer Span-

nungs-Dehnungs-Beziehung auch den abfallenden Ast nach der Plastifizierung und damit einen – streng genommen – negativen E-Modul. Das würde bedeuten, dass für diesen Bereich eine komplexe Wellengeschwindigkeit entsteht. SCHMIDT-HURTIENNE [108] gibt selbst für diesen Fall ein ausführliches numerisches Beispiel an. Dabei wurde die Differentialgleichung durch das Finite-Differenzen-Verfahren angenähert. Das Ergebnis dieser Betrachtung ist eine stehende Welle ($c=0$) und die daraus resultierende Grenzdehnung am Ende des ansteigenden Astes. Die Überschreitung der Dehnung leitet den Beginn des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Beziehung ein.

3.4.2 Versuchsergebnisse von einaxialen Zugversuchen

Die infolge des veränderten Materialverhaltens von Beton eintretende Steifigkeitsänderung des Werkstoffes wirkt sich wesentlich auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus. Es wurde bei den aus der Literatur bekannten Untersuchungen an Normalbeton immer eine Zunahme der Bruchdehnung gegenüber einer statischen Belastung festgestellt. ZIELINSKI [128] gibt eine Gegenüberstellung der Spannungs-Dehnungs-Linien für Normalbeton unter statischer und dynamischer Beanspruchung an. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass Risse unter stoßartiger Zugbelastung nicht wie im statischen Belastungsfall in Richtung der schwächsten Materialzone, sondern auf den kürzesten Pfaden mit höheren Materialwiderständen fortlaufen.

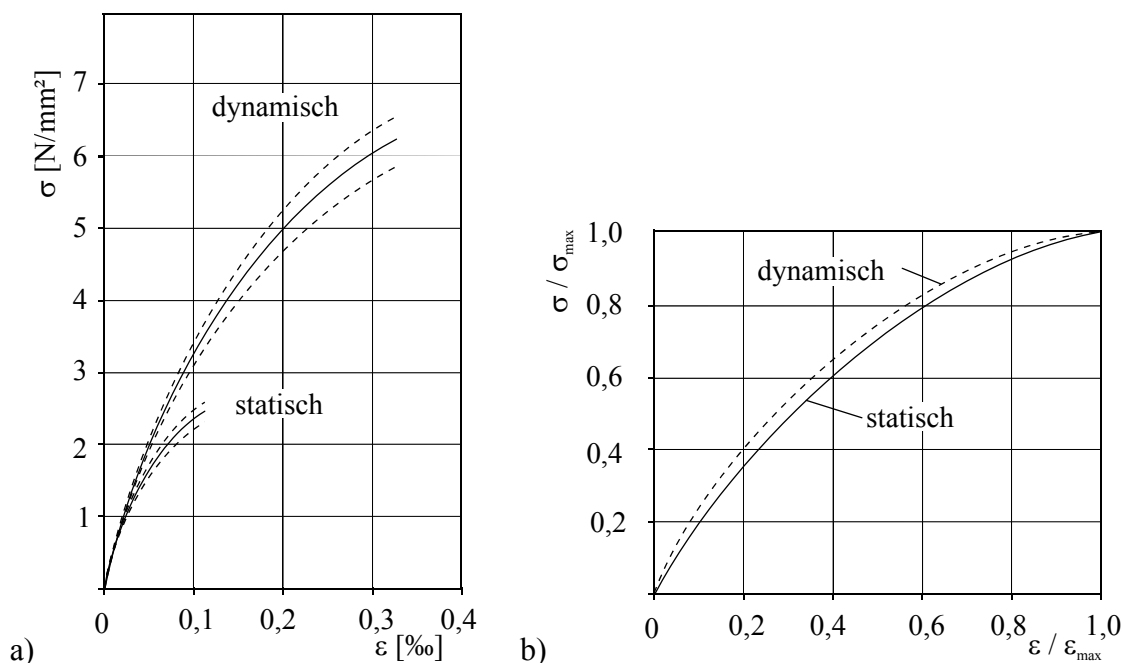


Abbildung 3.16 Spannungs-Dehnungs-Linie nach ZIELINSKI [128] a) absolut, b) normiert

Weitere Untersuchungen gibt es von CURBACH / ORTLEPP [22]. Hierbei ist ein Vergleich der Zugfestigkeit von statischen zu dynamischen Versuchen durchgeführt worden. Es wurde ein Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit von $f_c = 90$ N/mm² untersucht. Die ermittelte statische Zugfestigkeit betrug $f_{ct,stat} = 5,5$ N/mm². Bei einer sehr schnellen stoßartigen Belastung mit einer Dehnrate von ca. $\dot{\varepsilon} = 1,3$ s⁻¹ erhöht sich die maximal aufnehmbare Zugspannung auf $f_{ct,dyn} = 7,3$ N/mm² (Abbildung 3.17). Die Festigkeitssteigerung für diese Belastung beträgt somit $f_{ct,dyn} / f_{ct,stat} = 1,3$. Das ist, verglichen mit der Festigkeitssteigerung von Normalbeton, ein relativ geringer Wert. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm wurde mit Hilfe einer Wellendifferenzialgleichung, das heißt durch Ermittlung des dynamischen E-Moduls nach dem Verfahren von CURBACH / EIBL [19], bestimmt.

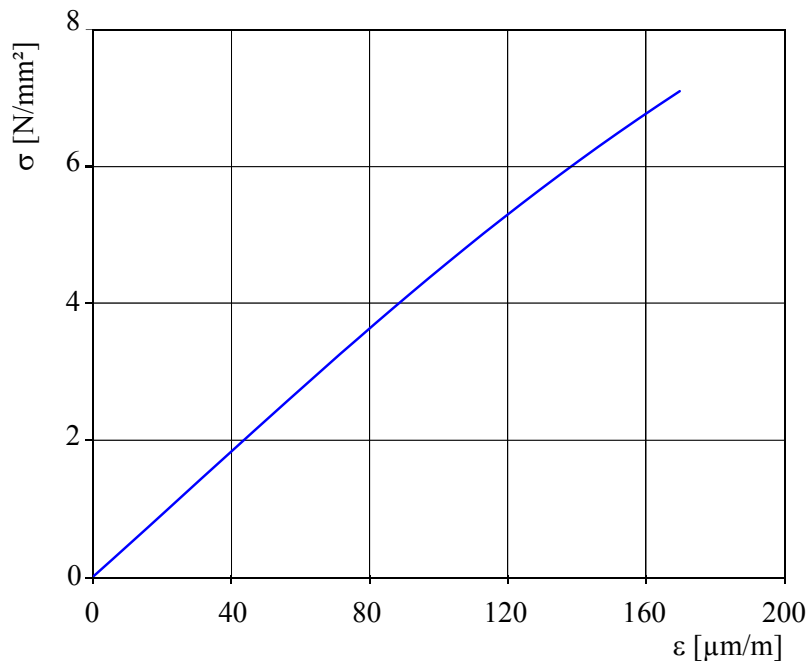


Abbildung 3.17 Spannungs-Dehnungs-Diagramm aus CURBACH / ORTLEPP [20]

Einen ersten Überblick über die Zugspannungsverhältnisse – dynamische Zugspannung zu statischer Zugspannung – in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit unterschiedlicher Betonfestigkeitsklassen geben CURBACH / ORTLEPP [20] an. Diese Angaben sind allerdings nur erste Anhaltswerte und geben keinesfalls einen vollständigen Aufschluss über dieses Gebiet. In Abbildung 3.18 ist erkennbar, dass die Festigkeitssteigerung von höherfesten Betonen geringer ist als von normalfesten Betonen. Die Betone geringerer statischer Druckfestigkeit zeigen eine ausgeprägte Erhöhung der Zugfestigkeit bereits bei einer Dehngeschwindigkeit ab $\dot{\varepsilon} = 0,02 \text{ s}^{-1}$.

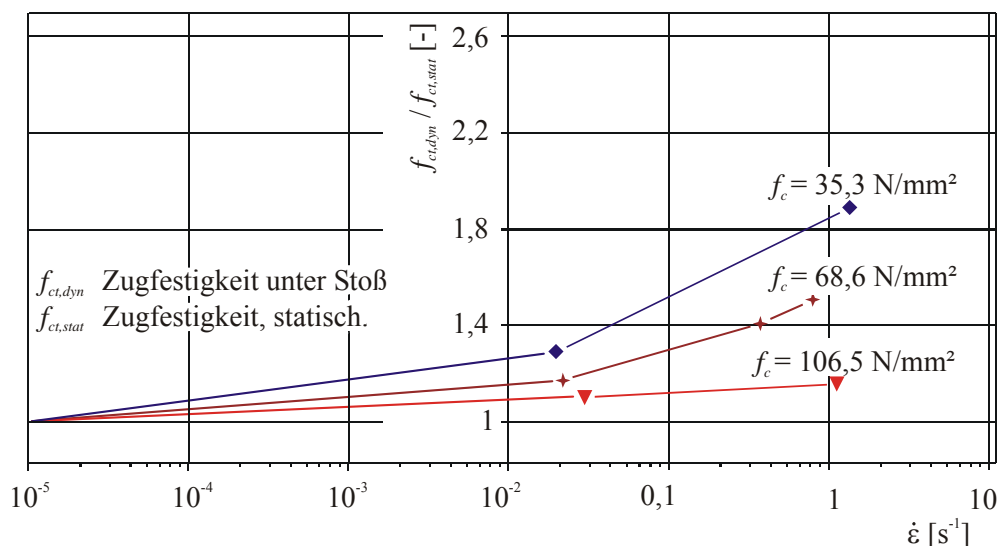


Abbildung 3.18 Festigkeitssteigerung infolge dynamischer Belastung in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit, CURBACH / ORTLEPP [20]

Für die Beschreibung der Festigkeitssteigerung von Normalbeton sind bereits rheologische Modelle entwickelt worden, die im nächsten Abschnitt näher erläutert werden.

3.5 Rheologische Modelle

3.5.1 Allgemeines

Ein rheologisches Modell ist ein aus mechanischen Grundelementen zusammengesetztes Modell zur Beschreibung von allgemeinen mechanischen Materialeigenschaften. Zu diesen Materialeigenschaften gehört vor allem das komplexe Verformungsverhalten unter verschiedenen Belastungsbedingungen. Durch die Zusammensetzung der mechanischen Grundelemente können diese komplizierten Verhaltenseigenschaften angenähert werden. Zum Beispiel ist für einen Stahlstab, der im elastischen Bereich gezogen wird, ein einfaches rheologisches Modell eine lineare Feder mit der Federkonstante $k_x = E \cdot A / l$.

3.5.2 Ein rheologisches Modell für Beton

Ein geeignetes Modell, das sowohl Schädigungen im Makro- als auch im Mikrobereich beschreibt, besteht aus einzelnen Federn, die bei einer definierten Dehnung reißen. Danach werden parallel liegende Reibelemente aktiviert, die nur noch eine von der Dehnung unabhängige Widerstandskraft aufbringen. BACHMANN [4] gibt das folgende, in Abbildung 3.19 dargestellte Modell an.

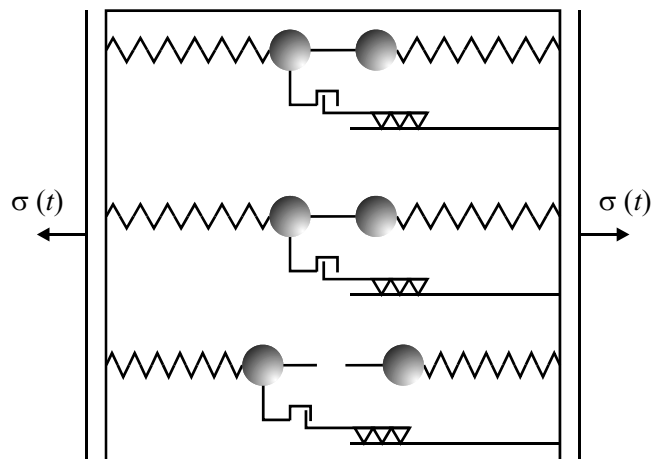


Abbildung 3.19 Dynamisches Schädigungsmodell

Dieses Modell beschreibt die bei hohen Dehngeschwindigkeiten verzögerte Schädigungsaktivierung. Infolge des Masseträgheitseffektes der Mikrorisse verwindet die Zugspannung im Element nicht sprunghaft, sondern relaxiert trägheitsbedingt mit einer zeitlichen Verzögerung. Dieses dynamische Schädigungsmodell ist auf einem statischen Modell von CURBACH [18] aufgebaut, in welchem keine Trägheitsmassen implementiert waren. Die Nachrechnung zyklischer Versuche von REINHARDT / CORNELISSEN [96] zeigte die Leistungsfähigkeit dieses Modells.

EIBL / SCHMIDT-HURTIENNE [42] haben mit Hilfe eines rheologischen Modells die Abhängigkeit der Druck- und Zugfestigkeit von der Dehnrage aufgestellt und mit experimentellen Untersuchungen verglichen. Dabei kam der in Abschnitt 2.5.2 beschriebene Split-Hopkinson-Bar zur Anwendung. Abbildung 3.20 zeigt die hier ermittelte theoretische Beziehung bei einer eingesetzten Betondruckfestigkeit von 47 N/mm^2 .

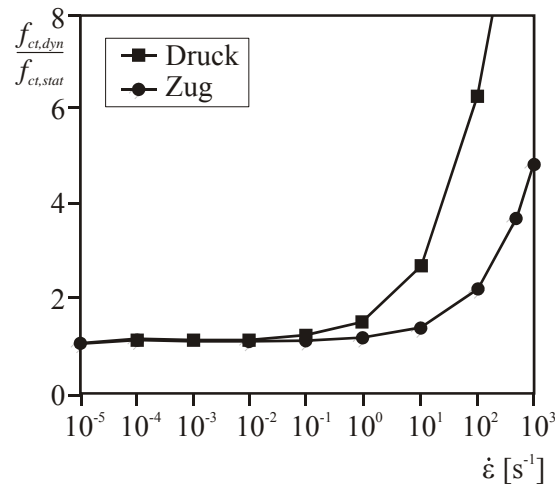


Abbildung 3.20 Zug- und Druckfestigkeit bei konstanter Dehnrage nach EIBL / SCHMIDT-HURTIENNE [42]

Der Grundgedanke dieser Modelle basiert auf der Annahme, dass die Festigkeitssteigerung von Beton ausschließlich durch den Masseträgheitseffekt des Feder-Masse-Elementes ausgebildet wird (BACHMANN [4]). LOHRMANN [72] hat durch Modifikation des BACHMANN-Modells [4] einen weiteren Beitrag zur Problematik eines rheologischen Modells geschaffen. SCHMIDT-HURTIENNE [108] erklärt allerdings, dass die zuvor genannten Modelle zur Beschreibung des Dehnrateneffektes nur durch die Verwendung von unphysikalisch großen Materialparametern wie Masse bzw. Federsteifigkeiten geeignet sind.

Auf die Aufstellung eines rheologischen Modells für hochfesten Beton wird in der vorliegenden Arbeit aufgrund der bereits genannten Schwierigkeiten verzichtet. Nach Ansicht des Verfassers ist es nicht möglich, den Dehnrateneffekt bei Beton ausschließlich durch die Trägheit der sich vom Rissufer entfernenden Rissmasselemente ausreichend zu beschreiben.

4. Rissentstehung und Bruchflächen

4.1 Allgemeines zur Rissausbreitung im Beton

Für den inhomogenen Baustoff Beton lässt sich eine genaue Beschreibung der Rissausbildung nur unter Verwendung von verschiedenen Vergrößerungsbereichen darstellen. Zum Beispiel werden in WITTMANN [124] unterschiedliche Anschauungsebenen für Rissentwicklungsprozesse aufgezählt, für die verschiedene Materialgesetze angewendet werden.

Die Mikroebene betrachtet das physikalische Verhalten von Zementstein und Zuschlagkörnern und beschreibt unter anderem Bindungseigenschaften zwischen beiden. Die Entstehung von Rissen wird durch das Versagen von chemischen Bindungen erklärt.

Für eine Beschreibung eines Rissfortlaufes im Beton wird allerdings von der Betrachtung chemischer Verhältnisse weggegangen und nur noch in Zuschlagkörner, Betonmatrix und Luftporen unterschieden, die in sich als homogen idealisiert werden. Diese Betrachtungsebene wird als Mesoebene bezeichnet. Trotz der vereinfachten Annahmen der Werkstoffeigenschaften lassen sich die Versagensmechanismen relativ genau beschreiben. Dazu gehören u. a. Rissfortschritt, Rissform, Rissgeschwindigkeit und Rissverzweigungen.

Für konstruktive Bauelemente aus Beton ist die Betrachtung der Makroebene von Bedeutung. Hier fließen die Informationen der Materialeigenschaften von Mikro- und Mesoebene zusammen und werden zur Beschreibung des Baustoffs Beton vereinigt.

4.2 Rissentwicklung unter quasi-statischer Zugbelastung

Beobachtungen über das bruchmechanische Verhalten von Beton unter statischen Zugbeanspruchungen werden in Abbildung 4.1 gezeigt.

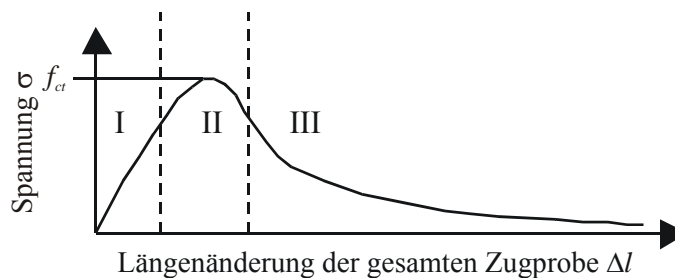


Abbildung 4.1 Schematische Darstellung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Beton aus DUDA [36]

I Mikrorisswachstum,

II Zusammenwachsen von Mikrorissen zu einem Mesoriss und

III Zusammenwachsen von Mesorissen zu einem Makroriss.

Schon vor Erreichen der Maximallast der Probe entstehen feine Mikrorisse. Im Bereich I sind diese Risse über den gesamten Zugbereich der Probe verteilt. Im Übergang zum Bereich II vereinigen sich an einer Schwachstelle der Probe einzelne Mikrorisse. Durch diesen Zusammenschluss fällt die Tragwirkung in diesem Bereich aus. Dadurch werden die ungerissenen Nachbarbereiche immer stärker belastet. Es entstehen weitere Mikrorisse. Im Bereich III verbinden sich die Risse zu einem großen Einzelriss. Zugspannungen werden hier lediglich noch durch Materialbrücken und Kornverzahnung aufgenommen. Die Mechanismen der Kraftübertragung durch Rissbrücken und Rissuferverzahnung werden in DUDA [36] und VAN

MIER [117] erläutert. Mit zunehmender Rissöffnung geht die Verzahnung zwischen den Rissufern allmählich zurück. Gleichzeitig entlasten sich die vom Riss entfernten Bereiche der Probe aufgrund der zurückgehenden Kraft.

Wird die maximale Zugfestigkeit erreicht, wächst, wie in Abbildung 4.2 zu sehen, die Zahl der Mikrorisse stark an (a), worauf sich eine Prozesszone (b) mit entstehenden Makrorissen ausbildet (c). Durch die daraus entstehenden großen Verformungen an dieser Stelle werden andere Bereiche der Probe wieder entlastet. Dies hat zur Folge, dass auch unter Zugbelastung die Probengröße einen erheblichen Einfluss auf das Nachbruchverhalten hat. Aus diesem Grund spricht man bei einer Stoffgesetzformulierung auch von einer Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung.

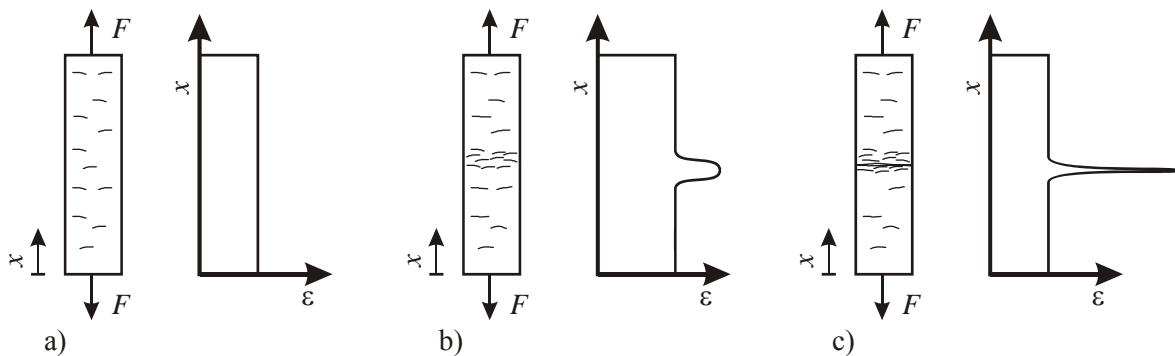


Abbildung 4.2 Schematische Darstellung der Rissbildung aus DUDA [36]

Weitere Ergebnisse zur Rissentwicklung zeigen die Untersuchungen von HEILMANN / HILSDORF / FINSTERWALDER [50]. Abbildung 4.3 stellt die Spannungs-Dehnungs-Entwicklung in einer zentrisch gezogenen Probe dar. Dabei ist zu erkennen, dass der nichtlineare Bereich der mittleren Dehnung allein durch eine Prozesszone (DMS 2) hervorgerufen wird. Alle weiteren Dehnmessstreifen zeigen ein annähernd lineares Verhalten bis zum Bruch.

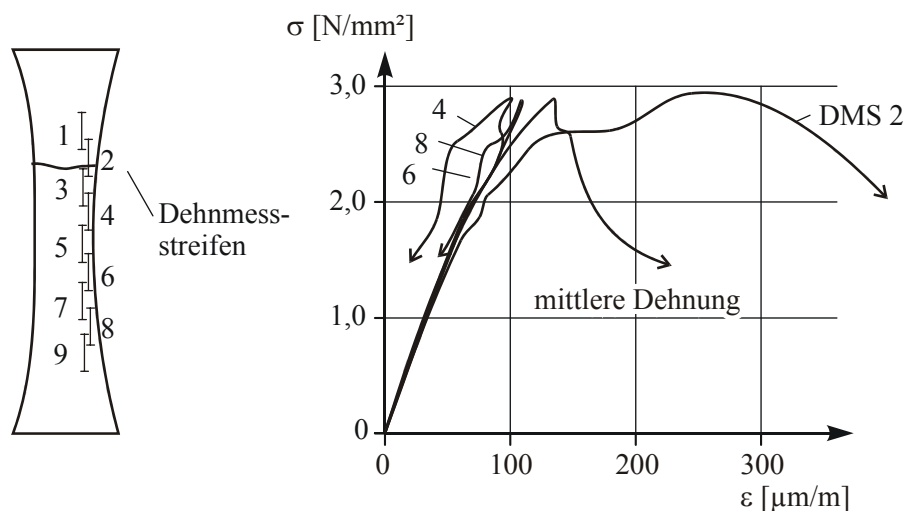


Abbildung 4.3 Dehnungsentwicklung einer Zugprobe nach HEILMANN / HILSDORF / FINSTERWALDER [50]

In Abbildung 4.4 ist ein Riss bei steigender Verformung zu erkennen. Hier ist dieser Entstehungsprozess vom Inneren eines Bauteils (links) zum Rand hin (rechts) dargestellt (MECHTERINE [77]). Dabei sind in der dargestellten Rissebene die in Abbildung 4.1 beschriebenen Risstadien – die großen spannungsfreien Makrorisse zusammen mit den lokalen Ansamm-

lungen von Mikrorissen – gleichzeitig abgebildet. Dieser Rissverlauf führt in der Rissebene zu unterschiedlichen, nichtlinearen Spannungen. Damit wird eine genaue Vorhersage der Rissentstehung zu einem sehr schwer zu beschreibendem Problem. Hohe Spannungen an den Rissansätzen führen zu einer hohen Dehnung dieses Bereiches. Dadurch werden diese Bereiche so weit gedehnt, dass schließlich kraftübertragende Bindungen aufreißen und für eine Entlastung dieses Abschnittes sorgen. Auch oberhalb und unterhalb des Risses nimmt die Beanspruchung ab (GRIFFITH [46]). Zugspannungen werden auf andere Teile der Rissebene umgelagert, wodurch eine steigende Beanspruchung dieser Bereiche eintritt. Innerhalb des Risses fällt die Zugspannung ab und folgt einer für Beton typischen Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung. Ursache dieses Verhaltens sind einerseits Reibungskräfte, die die Zuschlagkörner dem Herausziehen aus der umgebenden Matrix entgegensetzen, was bei normalfestem Beton von Bedeutung ist DUDA [36]. Andererseits sind in dem lokalisierten Riss noch Materialbrücken vorhanden, die durch Biegebeanspruchung Kraftanteile über die Rissufer übertragen können (VAN MIER [116]). Bei weiterem Fortschreiten der Beanspruchung entsteht auf diese Weise genau ein Trennriss, der den kompletten Querschnitt durchläuft.

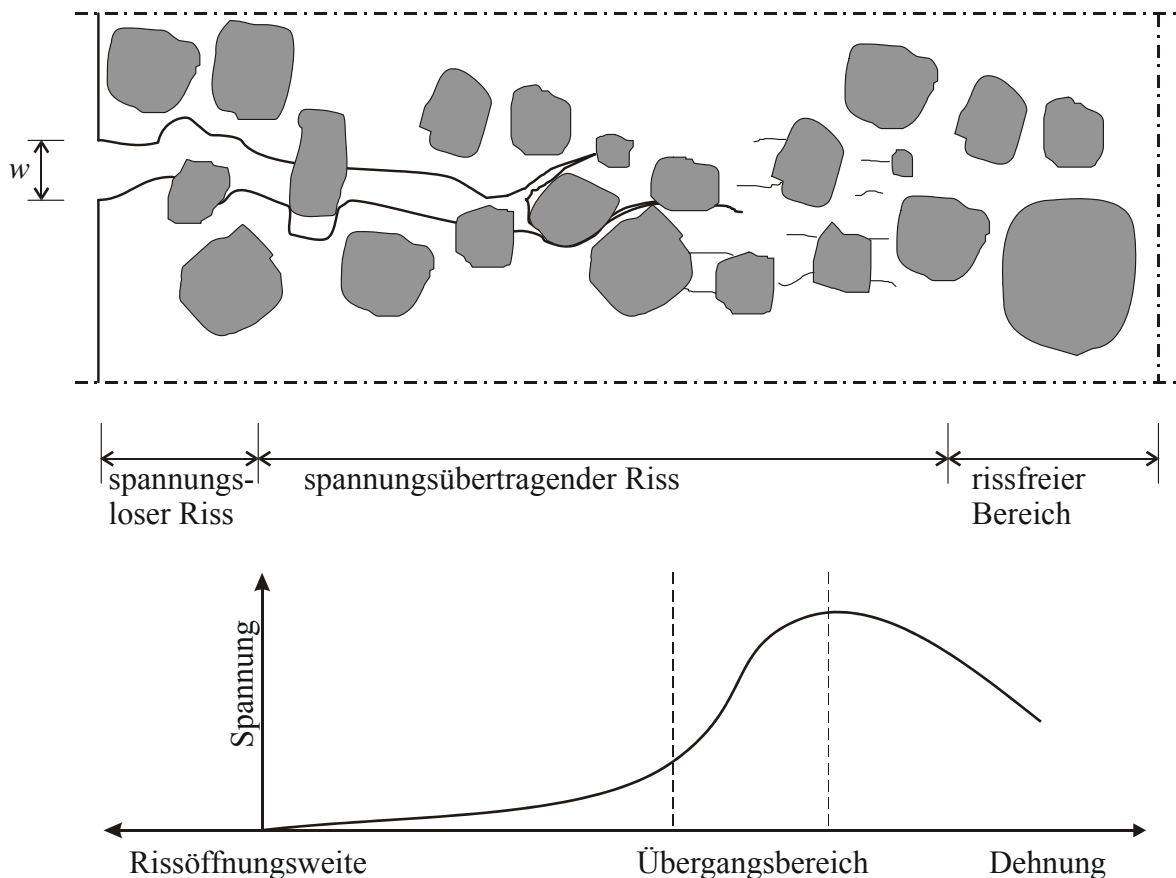


Abbildung 4.4 Spannungsübertragung in der Rissebene in Abhängigkeit von der Dehnung bzw. der Rissöffnungsweite von zugbeanspruchtem Beton aus MECHTCHERINE [77]

Das Rissverhalten von hochfestem Beton unter Zugbeanspruchung ist wesentlich einfacher zu beschreiben. Infolge der geringeren Streuung der Festigkeiten der Baustoffbestandteile wie Zuschlag und Matrix und des guten Verbundes zwischen Zuschlägen und Zementmatrix fällt der Einfluss der Kornverzahnung auf die Kraftübertragung nach der Rissbildung deutlich geringer aus. Dadurch nimmt die Rauheit der Bruchfläche mit zunehmender Festigkeit ab (KÖNIG ET AL. [62]).

Es konnte bereits gezeigt werden, dass bei hochfesten Betonen die übertragbaren Zugspannungen mit zunehmender Rissbreite deutlich schneller abfallen als bei normalfesten Betonen. Dieses Verhalten beeinflusst entscheidend die Bruchenergie, die der Fläche unter der Spannungs-Verformungs-Kurve entspricht. Nach KÖNIG ET AL. [62] wächst die Bruchenergie langsamer als die Zugfestigkeit des Werkstoffes und bleibt ab einer Zylinderdruckfestigkeit von 80 N/mm^2 nahezu konstant.

4.3 Rissentwicklung unter dynamischer Zugbelastung

GÖDDE [44] beschreibt numerisch die Rissausbildung eines Normalbetons und berücksichtigt dabei den Zuschlag, der den Verlauf der Rissentwicklung beeinflusst. Dabei modelliert er mit Hilfe der Methode der Finiten Differenzen ein einzelnes, rundes Zuschlagkorn innerhalb der Mörtelmatrix mit dem dazwischen wirkenden Verbund. Abbildung 4.5 zeigt das gewählte mechanische Modell einer einaxial belasteten Zugscheibe mit der zugehörigen Diskretisierung.

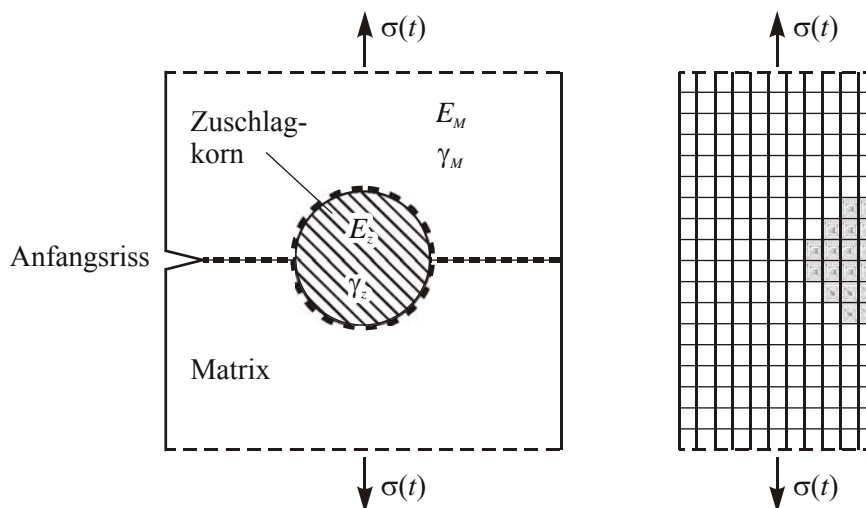


Abbildung 4.5 Mechanisches Modell und Diskretisierung eines Zuschlagkorns nach GÖDDE [44]

Abbildung 4.6 und Abbildung 4.7 zeigen den zeitlichen Verlauf eines Rissfortschrittes in einem Normalbeton unter geringer und hoher Belastungsgeschwindigkeit, wenn ein Zuschlagkorn den geradlinigen Rissweg behindert. Die Zugwelle verläuft vom oberen Rand in das Innere des Objekts. Da die Welle zuerst das Zuschlagkorn erreicht, beginnt an dieser Stelle der erste Riss zwischen Korn und Mörtelmatrix. Kurz danach setzt ein zweiter Riss an der vorgegebenen Kerbe ein.

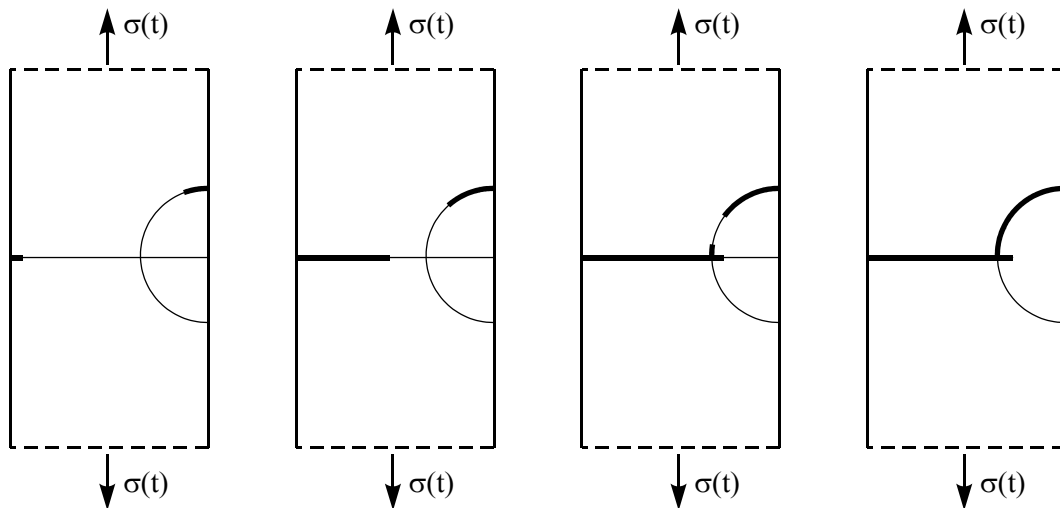


Abbildung 4.6 Rissfortschritt unter geringer Dehngeschwindigkeit in einem Normalbeton nach GÖDDE [44]

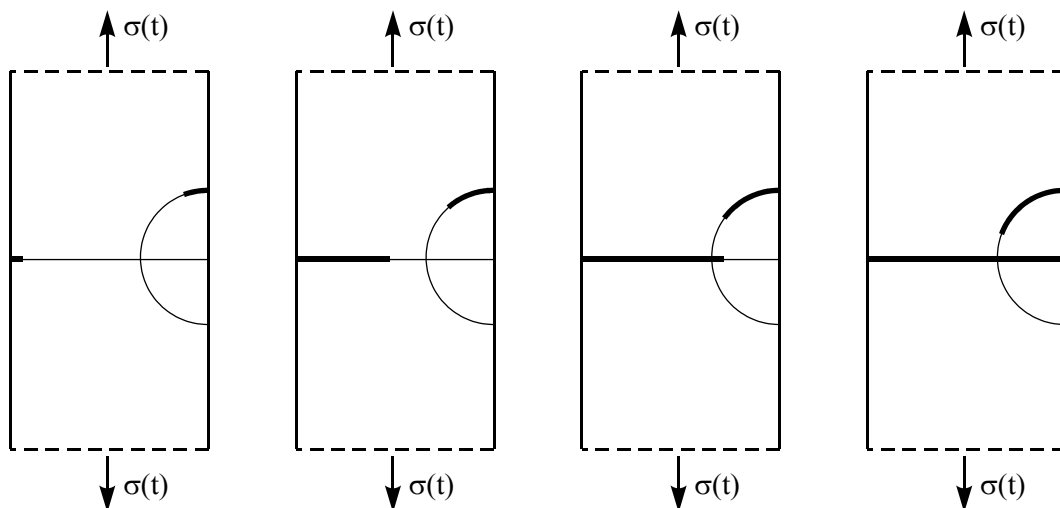


Abbildung 4.7 Rissfortschritt unter hoher Dehngeschwindigkeit in einem Normalbeton nach GÖDDE [44]

Das gezeigte Verhalten der Rissentwicklung ist durch den maßgeblichen Einfluss der Masseträgheit der sich entfernenden Rissufer begründet. Infolgedessen wird eine plötzliche Richtungsänderung des Mörtelrisses an der Grenzschicht zum Korn behindert, wodurch der Rissfortschritt durch das Korn hindurch erleichtert wird. Weiterhin begünstigt die Masseträgheit der sich verschiebenden Rissufer, gegenüber einer statischen Belastung, einen gleichmäßigeren Spannungsverlauf im Querschnitt.

Bei hohen Dehngeschwindigkeiten kommt es gegenüber zur statischen Belastung zu einer zunehmenden Rissbildung im Beton. Dies ist ein Zeichen für das veränderte Materialverhalten. BACHMANN [4] gibt dazu entsprechende Ergebnisse an. Abbildung 4.8 und Abbildung 4.9 zeigt die Mantelfläche eines abgewickelten Schalenelements mit unterschiedlicher Belastungsgeschichte. Während unter einer Belastung mit geringer Dehngeschwindigkeit nur wenige Risse mit relativ großer Rissbreite entstehen, treten bei schneller Belastung viele, jedoch kleinere Risse auf. Die Ursachen für diesen Effekt werden im Folgenden näher erläutert.

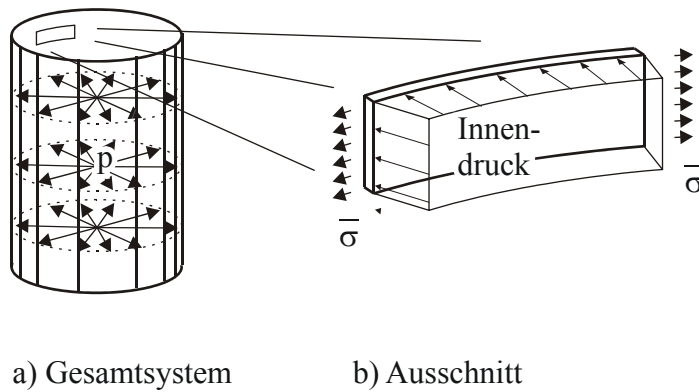


Abbildung 4.8 System von BACHMANN [4]

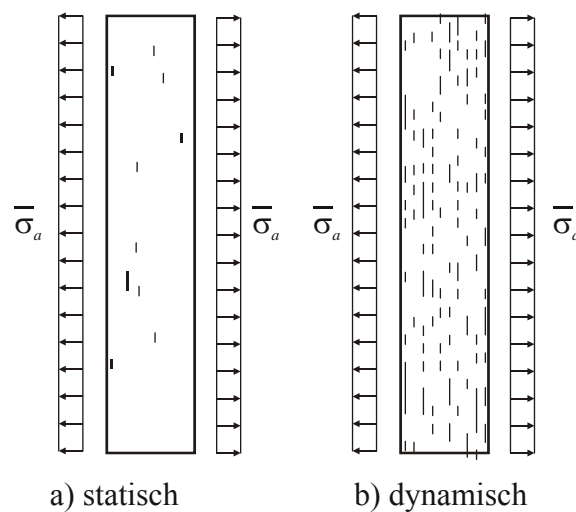


Abbildung 4.9 Rissbilder von a) statisch und b) dynamisch aufgebrachtem Innendruck aus BACHMANN [4]

Bei einer hohen Belastungsgeschwindigkeit wird zunächst an einer ersten Stelle die maximale Zugfestigkeit des Werkstoffes erreicht, worauf ein fortschreitender Riss im Wesentlichen senkrecht zur Zugspannung beginnt. Gleichzeitig steigt die Spannung infolge der Belastung weiter an. Daraufhin wird an einer zweiten Stelle die zulässige Höchstspannung erreicht und ein nächster Riss bildet sich und wächst an. So werden bei diesem Vorgang viele Risse erzeugt, da ein einzelner Riss nicht die Zeit hat, die ganze Probe zu durchlaufen. Die Rissufer werden durch die Entstehung vieler Risse stärker fragmentiert. Da die Entstehung der Risse, das Risswachstum und letztendlich Risskreuzungen Ursache für die Fragmentierung sind, bestimmt die Rissgeschwindigkeit zum großen Teil die Fragmentgröße.

Dieses sogenannte *Multiple Cracking* erhöht nach Ansicht von REINHARDT [92] die dynamische Bruchenergie, da durch gleichzeitige Entstehung vieler Risse die Gesamtbruchfläche anwächst.

4.4 Modelle für die einaxiale Zugfestigkeit

Basierend auf dem Ergebnis, dass die Eigenschaften von Beton durch die Erweiterung der gegebenen inneren Fehlstellen beeinflusst werden, wurde ein Modell für den Bruchprozess von ZIELINSKI [128] entwickelt. Zuerst wurde die Bruchzone im Beton zu einer fiktiven Bruchfläche mit gleichverteilten Mikrorissen angenommen. Die Zuschlagkörner verteilen sich

schematisiert in zufälligen Bereichen. Die Form der Zuschlagkörner, wie im Beispiel nach JAHN [57], wird hier nicht unterschieden. Die Zuschlagmenge wird durch das Verhältnis von Zuschlagvolumen zu Betonvolumen vorgegeben.

Die angenommene theoretische Bruchfläche durch den Körper verläuft senkrecht zu den Spannungstrajektorien infolge der äußeren Belastung. Abhängig von den im Körper vorhandenen Materialien wird die Bruchfläche durch deren Profil gebildet. Sie ergibt sich aus einer Zusammenstellung von Versagen der Matrix, Zerstörung des Zuschlags und Aufreißen des Verbundes zwischen Matrix und Zuschlag. Zur Differenzierung der Bruchentwicklung in die verschiedenen Versagensebenen wird ein kritischer Winkel ϕ_c eingeführt (GÖDDE [44], Abbildung 4.10). Der Ansatz für den Winkel ϕ_c ist in Gl. (4.4-1) gegeben.

$$\log \phi_c = 1,50 + 0,15 \cdot \log \dot{\sigma} \quad (4.4-1)$$

Darin ist

$\dot{\sigma}$ die Belastungsgeschwindigkeit in [N/mm²ms]

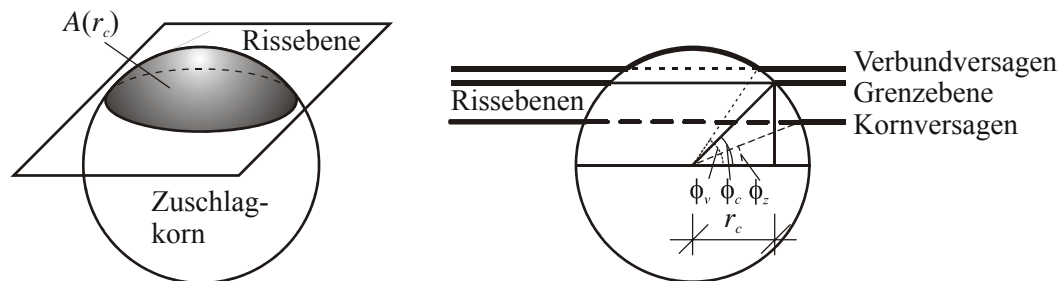


Abbildung 4.10 Schnitt durch ein kugelförmiges Zuschlagkorn mit dem Radius r und dem Einfallswinkel ϕ_c

Der Winkel ϕ_c bildet den Grenzwert zwischen einem Kornversagen und dem Versagen des Verbundes zwischen Zuschlagkorn und Zementmatrix. Liegt der Einfallswinkel der Rissebene unterhalb dieses Wertes, wird das Zuschlagkorn infolge der angreifenden Zugkräfte horizontal durchtrennt. Ist dagegen der Einfallswinkel der ankommenden Rissebene größer als ϕ_c , läuft die Bruchebene um das Zuschlagkorn herum. Infolge der geringen Kontaktfläche zwischen Matrix und Zuschlag in der Bruchebene können in diesem Fall die Zugspannungen aus der Matrix nicht mehr auf das Korn übertragen werden. Es reißt der Verbund durch die Überschreitung der maximal aufnehmbaren Zugspannungen.

Der Wert des Grenzwinkels wird unter anderem durch das Spannungsübertragungsverhalten von der Matrix auf das Zuschlagkorn bestimmt. Bei einer geringen Matrixzugfestigkeit wird der Grenzwinkel relativ klein sein und kann sogar den Wert *Null* annehmen. In diesem Fall werden alle Zuschlagkörner in der Bruchebene aus der Matrix herausgezogen. Ist die Zugfestigkeit der Matrix sehr groß, z.B. bei hochfestem Beton, können nach KÖNIG ET AL. [62] höhere Spannungen auf das Korn übertragen werden und der Winkel erhöht sich bis maximal 90°. Für den Fall $\phi_c = 90^\circ$ wird kein Versagen des Verbundes zwischen Matrix und Beton mehr eintreten. Das bedeutet, dass alle Zuschlagkörner, die in der Bruchebene liegen, zerbrechen.

Die Form der Bruchoberfläche kann demnach u. a. mit dem Wert ϕ_c bestimmt werden. Der Wert dieses Winkels ist abhängig von der Zugfestigkeit der Matrix und dem Verbund von Matrix und Zuschlag.

Mit diesen verschiedenen entstehenden Bruchzonen kann die Energieabsorption während des Zugbruches hinsichtlich der beteiligten Verbundstoffe betrachtet werden. Der daraus resultierende Ansatz für die Bruchenergie nach ZIELINSKI [128] ist in Gl. (4.4-2) angegeben.

$$U_c = 2\alpha \cdot (A_m \cdot \gamma_m + A_a \cdot \gamma_a + A_b \cdot \gamma_b) \quad (4.4-2)$$

Darin sind

U_c	Bruchenergie,
α	Risskoeffizient,
A_m, A_a, A_b	Fläche der gerissenen Zementmatrix, der Zuschlagkörner und des Haftverbundes und
$\gamma_m, \gamma_a, \gamma_b$	spezifische Oberflächenenergie der Teilflächen.

WEERHEIJM [121] nutzt dieses Modell zur Beschreibung von einaxialen und zweiaxialen Stoßbelastungen von Beton. Er konnte, die gesamte Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung messen und dadurch die Bruchenergie angeben. Abbildung 4.11 zeigt die Messung der Verformung an der Vorder- und Rückseite der Probe sowie das Ergebnis einer Simulation. Zu sehen ist, dass an der Vorder- und Rückseite der Probe mit rechteckigem Querschnitt nicht die gleiche Kurve gemessen wurde. Das Zerreißen der Probe ist somit kein symmetrischer Vorgang. Weiterhin berechnete er aus den gemessenen Kurven die dynamische Bruchenergie, die in der gleichen Größenordnung wie die statische Bruchenergie lag, so dass keine Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit für Spannungsraten bis zu 10 GPa/s festgestellt wurde.

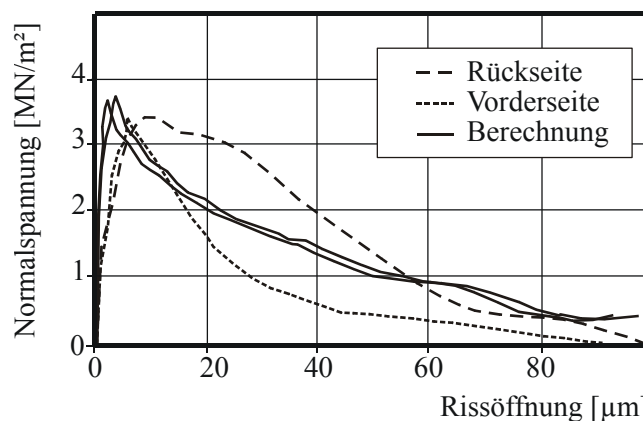


Abbildung 4.11 Spannungs-Verformungskurve im Bereich der Kerbe eines Split-Hopkinson-Bar-Zugversuchs nach WEERHEIJM [121]

Umgekehrt ist es auch möglich, mit Hilfe der Anzahl der ungebrochenen Zuschläge auf die Festigkeit der Matrix zu schließen. Mit einer Oberflächenanalyse der Bruchebene des Betons soll im Folgenden dieser Anteil bestimmt werden. Dazu werden verschiedene Analysemethoden gezeigt und erläutert.

5. Mathematische Flächenbeschreibungen

5.1 Die Rauheit

5.1.1 Beschreibung durch die Varianz

Im alltäglichen Sprachgebrauch ist „Rauigkeit“ ein bekannter Begriff. Bewusst oder unbewusst wird Material nach persönlichem Empfinden als eben, glatt, rau, wellig, glänzend oder matt eingestuft. Der Begriff „Rauheit“, wie er in deutschen Regelwerken verwendet wird, unterscheidet sich vom üblichen Begriff der „Rauigkeit“ in der wissenschaftlichen Betrachtung.

Eine naheliegende Möglichkeit zur Berechnung der Rauheit ist die statistische Varianz. Bekanntlich spiegelt die Varianz die Schwankungen innerhalb einer Datenmenge wider, was gewissermaßen als Rauheit interpretiert werden kann. Für das in einer digitalisierten Form vorliegende Oberflächenprofil f der Dimension $M \times N$ wird die Varianz V nach Gl. (5.1-1) berechnet:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N (f(i, j) - Mw(f))^2}{M \cdot N} \quad (5.1-1)$$

mit

$Mw(f)$ Regressionsebene bzw. Mittelwert des Oberflächenprofils.

Wegen der Kommutativität der Addition ist sofort ersichtlich, dass in die Varianz die Reihenfolge der Werte (also die Position der Pixel) nicht einfließt, sondern nur deren Wert. Daraus ergibt sich, dass die folgenden, in Abbildung 5.1 dargestellten digitalen Oberflächenprofile

$\sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N (f(i, j)) \in \{0; 1\}$ die gleiche Varianz haben.

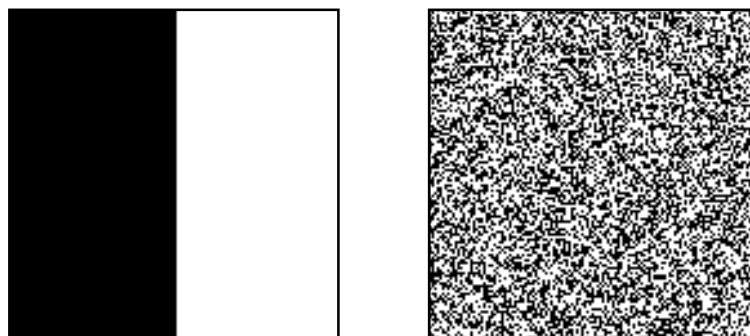


Abbildung 5.1 Unterschiedliche Oberflächen, gleiche Varianz

Dieses Ergebnis widerspricht vollständig dem intuitiven Rauheitsbegriff und spricht somit gegen die Verwendung der Varianz als Rauheitsmaß.

5.1.2 Beschreibung nach DIN 4262 [31] und DIN 4775 [32]

Bei Rauheitsmessungen an Bruchflächen sind die Rauheitsmesswerte besonders von der Oberflächenmorphologie abhängig. In Anlehnung an die DIN 4762 [31] und DIN 4775 [32] kann die Rauheit einer Oberfläche folgendermaßen bestimmt werden (Gl. (5.1-2)):

$$R_s = \frac{A_o}{A_G} \quad (5.1-2)$$

mit

- | | |
|-------|---|
| A_o | Istoberfläche (3-Dimensionale Fläche) und |
| A_G | Grundfläche (2-Dimensionale Fläche, Abbildung 5.2). |

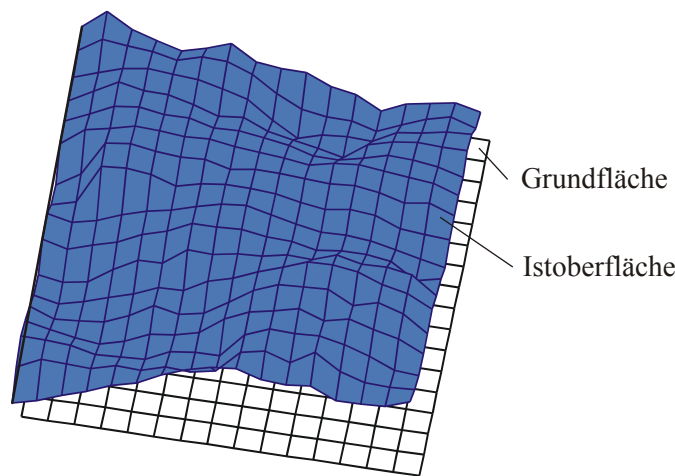


Abbildung 5.2 Definition Istoberfläche und Grundfläche

In der Wissenschaft unterliegt die Oberflächenbezeichnung speziellen Fachbegriffen, um eine eindeutige Zuordnung der Bedeutung zu gewährleisten. Nach der DIN 4760 [30] sind folgende Begriffe zu differenzieren:

- die *wirkliche Oberfläche*, die den Gegenstand von dem ihn umgebenden Medium trennt, ausgeschlossen der inneren Oberfläche poriger Stoffe und
- die *Istoberfläche*, welche messtechnisch erfassbar ist und das angenäherte Abbild der wirklichen Oberfläche darstellt.

Ziel einer genauen Rauheitsanalyse ist demnach, die wirkliche Oberfläche durch sehr enge Abtastungen möglichst exakt zu erfassen, um den Fehler der so entstehenden Istoberfläche gegenüber der wirklichen Oberfläche zu minimieren.

Der einheitenlose Wert R_s für die Angabe der Rauheit ist genauer gesehen das Ergebnis einer Grenzwertbetrachtung, da der Wert A_o gesetzmäßig abhängig von der geometrischen Auflösung des Messsystems zur Ermittlung der Oberflächengeometrie ist. Deshalb wird mit unterschiedlichen Messgeräten mit verschiedener geometrischer Messauflösung kein übereinstimmendes Ergebnis für A_o zu erhalten sein. Die Angabe der Oberflächenbeschaffenheit sollte sinnvollerweise mit einer Kombination aus der Genauigkeit der Erfassung der Oberfläche A_o und der so ermittelten Größe für die Rauheit zu beschreiben sein. In nächsten Abschnitt wird eine Möglichkeit einer solchen Kombination vorgestellt – der Wert einer fraktalen Dimension.

5.2 Fraktale Analyse

5.2.1 Allgemeines

Der Begriff *Fraktal* wurde von MANDELBROT [75] eingeführt und ist aus dem lateinischen Wort *fractio* abgeleitet und meint im wörtlichen Sinne *Bruch*. Ein Fraktal ist demnach ein Objekt mit unregelmäßiger Struktur und nichtganzzahliger bzw. gebrochener Dimension und oft von selbstähnlicher Struktur, das heißt ein Ausschnitt einer Struktur gleicht der Gesamtstruktur.

Natürliche Objekte (Bäume, Wolken, Uferlinien usw.) können in ihrer Form nicht ausreichend für eine komplette Beschreibung ihrer Gestalt erfasst bzw. beschrieben werden. Im Gegensatz zur euklidischen Geometrie, die vorwiegend glatte Strukturen wie Geraden, Kreise, Kuben usw. behandelt, analysiert die fraktale Geometrie (MANDELBROT [75]) unregelmäßige Strukturen, bei denen unabhängig vom Skalenbereich immer wieder zueinander ähnliche Strukturen auftreten. Als Beispiel hierfür kann man sich die Adern eines Blattes vorstellen, die sich immer weiter in der Blattfläche verzweigen (siehe Abbildung 5.3).

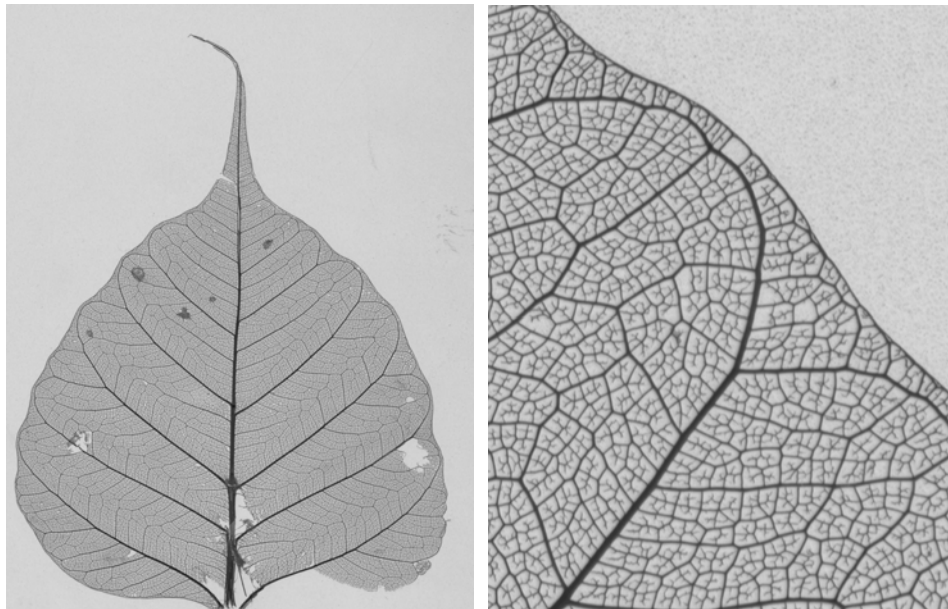


Abbildung 5.3 Die natürliche Verzweigung von Blattadern

Selbstähnlichkeit liegt vor, wenn Strukturen in Unterstrukturen eines beliebig kleinen Skalenbereiches durch Ähnlichkeitstransformation überführt werden können. Ähnlichkeitstransformationen sind Verknüpfungen, die Skalierung, Rotation und Translation umfassen. In der Natur lässt sich die Selbstähnlichkeit nur in bestimmten Bereichen beobachten. Spätestens die atomare Struktur der Materie setzt diesem Skalenbereich eine untere Grenze. Außerdem sehen Objekte in unterschiedlichen Skalenbereichen zwar ähnlich aus, sie sind aber im strengen mathematischen Sinne nicht exakt selbstähnlich. Letztlich bestimmt der Zufall lokal die Struktur. Man spricht in diesem Fall von statistischer Selbstähnlichkeit.

Nach TURCOTTE [115] werden Fraktale in selbstähnlich und selbstaffin eingeteilt. Der wesentliche Unterschied zwischen selbstähnlich und selbstaffin ist die Art der Gegenüberstellung bei verschiedenen Skalierungen. Selbstähnliche Fraktale wiederholen sich exakt (ideales Fraktal) oder statistisch infolge unterschiedlicher Vergrößerungen. Selbstaffine Fraktale wiederholen sich statistisch durch die Skalierung, Verschiebung und Drehung des Beobachtungsfensters. Werden von einem Höhenprofil lediglich die Höhenlinien betrachtet, so kann von einer

Selbstähnlichkeit infolge der unveränderlichen Blickrichtung gesprochen werden. Währenddessen werden durch die Untersuchung des gesamten Höhenprofils selbstaffine Fraktale gebildet. Oft wird jedoch auch dieses Fraktal allgemein als selbstähnlich bezeichnet.

5.2.2 Definition der fraktalen Dimension

Das klassische Beispiel für selbstähnliche Fraktale ist die Koch-Kurve. Abbildung 5.4 zeigt die Generierung des fraktalen Objektes durch Abbilden und Skalieren der eigenen Struktur auf sich selbst. Das Grundelement dieser Form ist eine Gerade, die durch Transformation in ein Anfangsobjekt (Sägezahn) generiert wird. Durch dieselbe Transformation des Anfangsobjekts entsteht ein Objekt 2. Grades (Sägezahn mit kleinen Zacken) usw.. Durch rekursive Anwendung der Transformationsroutine entsteht im unendlichen Schritt die Koch-Kurve.

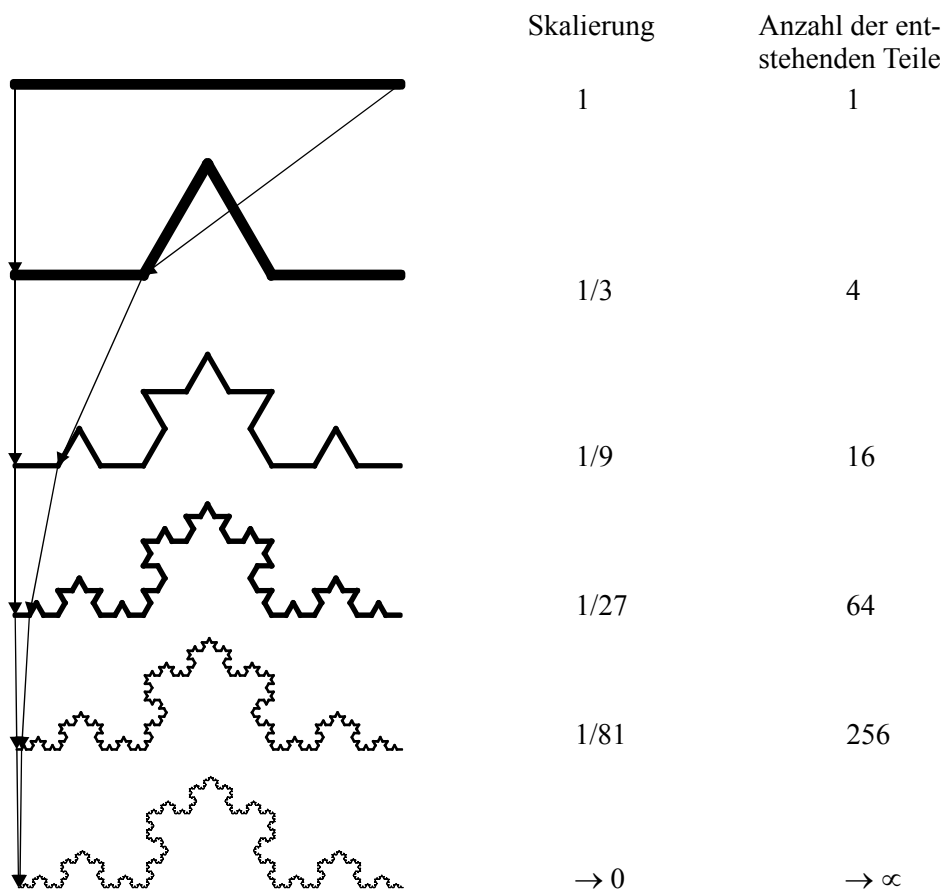


Abbildung 5.4 Die Generierung der Koch-Kurve, aus PEITGEN [90]

Einen einfachen Weg zur Beschreibung der *fraktalen Dimension* gibt die Ähnlichkeitsdimension D_s , die wie folgt definiert ist (Gl. (5.2-1)), an:

$$D_s = \frac{\log N}{\log \frac{1}{s}} \quad (5.2-1)$$

mit

N Anzahl der entstehenden Teile und
 s Verkleinerungsfaktor.

Ein fraktales Objekt zeigt infolge einer Verkleinerung um den Verkleinerungsfaktor s einen größeren Bildausschnitt, in dem daraufhin die Nachbargeometrie mit abgebildet wird. Da die-

se Nachbargeometrie wiederum ähnlich dem Ursprungsausschnitt ist, kann das fraktale Objekt so geteilt werden, dass eine ganzzahlige Anzahl ähnlicher Teile entsteht. Geometrische Objekte zeigen eine Beziehung zwischen dem Verkleinerungsfaktor und der Anzahl der entstehenden Teile. Beispielsweise ist das Ergebnis der Ähnlichkeitsdimension bei einer Drittelung der Längeneinheit

einer Gerade: $D_s = \frac{\log 3}{\log 3} = 1$,

eines Quadrats: $D_s = \frac{\log 9}{\log 3} = 2$,

eines Würfels: $D_s = \frac{\log 27}{\log 3} = 3$ und

einer Koch-Kurve: $D_s = \frac{\log 4}{\log 3} = 1,26$.

Dass die fraktale Dimension unabhängig von der Skalierung ist, lässt sich an folgendem Beispiel zeigen. Die Resultate einer Neuntel-Teilung ergeben

bei einer Geraden: $D_s = \frac{\log 9}{\log 9} = 1$,

bei einem Quadrat: $D_s = \frac{\log 81}{\log 9} = 2$,

bei einem Würfel: $D_s = \frac{\log 729}{\log 9} = 3$ und

bei einer Koch-Kurve: $D_s = \frac{\log 16}{\log 9} = 1,26$

demnach die gleichen Werte.

Ist der Betrag der fraktalen Dimension D_s ganzzahlig, so beschreibt er die geometrische Dimension. Die Gerade ist eindimensional – sie hat die fraktale Dimension $D_s = 1$, das Quadrat ist zwei- und der Würfel dreidimensional mit der fraktalen Dimension $D_s = 2$ bzw. 3. Eine nichtganzzahlige Dimension entzieht sich unserer Vorstellungskraft. Die Koch-Kurve mit der Dimension $D_s = 1,26$ befindet sich demnach zwischen dem eindimensionalen und dem zweidimensionalen Raum.

Die fraktale Dimension stellt somit eine Möglichkeit zur Charakterisierung der Bruchfläche dar, die zusätzlich zur Beschreibung der Oberfläche die Feinheit des aufgenommenen Rasters enthält, dar. Das heißt, in diesen skalaren Wert geht sowohl die geometrische Auflösung des gewählten Messsystems als auch die Form der betrachteten Oberfläche ein.

5.2.3 Fraktale zur Oberflächenanalyse

Bruchoberflächen mit Hilfe von Fraktalen zu beschreiben, ist demnach ein möglicher Weg, Formenverläufe unabhängig von der Skalierung darzustellen. Unter Anwendung dieser Theorie können auch Oberflächenstrukturen zwischen den aufgenommenen Messpunkten durch Simulation eines Fraktals erfasst werden. Als Beispiele sollen hier MANDELBROT / PASSOJA / PAULLAY [76] und SAOUMA / BARTON / GAMALIEDIN [103] genannt werden, die Metall- und Betonbruchflächen untersuchten. Weiterhin ist eine Korrelation zwischen der Rauheit von Rissoberflächen und der Bruchenergie von MIHASHI / UMEKOA [79] und CHUDNOVSKY / GORELIK [17] erkannt worden. Dazu gibt es noch zahlreiche weitere Veröffentlichungen, in denen fraktale Dimensionen von Oberflächen mit Hilfe der unterschiedlichsten Verfahren ermittelt werden. Neben der bekannten Würfel-Auszähl-Methode (Box-Counting-Method) nach PEITGEN [90] wird oft eine Gitter-Skalierungs-Methode (Grid-Scaling-Method) nach CARPINTERI / CHIALA / INVERNIZZI [10] zur Bestimmung der fraktalen Dimension angewendet.

Der Gitter-Skalierungs-Methode wird ein Betrachtungsfenster zugrunde gelegt, in welchem ein Höhenprofil einer Oberfläche mit variabler Auflösung abgetastet wird. Die erhaltenen Profildaten liegen in einem quadratischen Netz und werden durch gleichmäßige Dreiecke verbunden und somit zu einer Oberfläche zusammengesetzt (Abbildung 5.5).

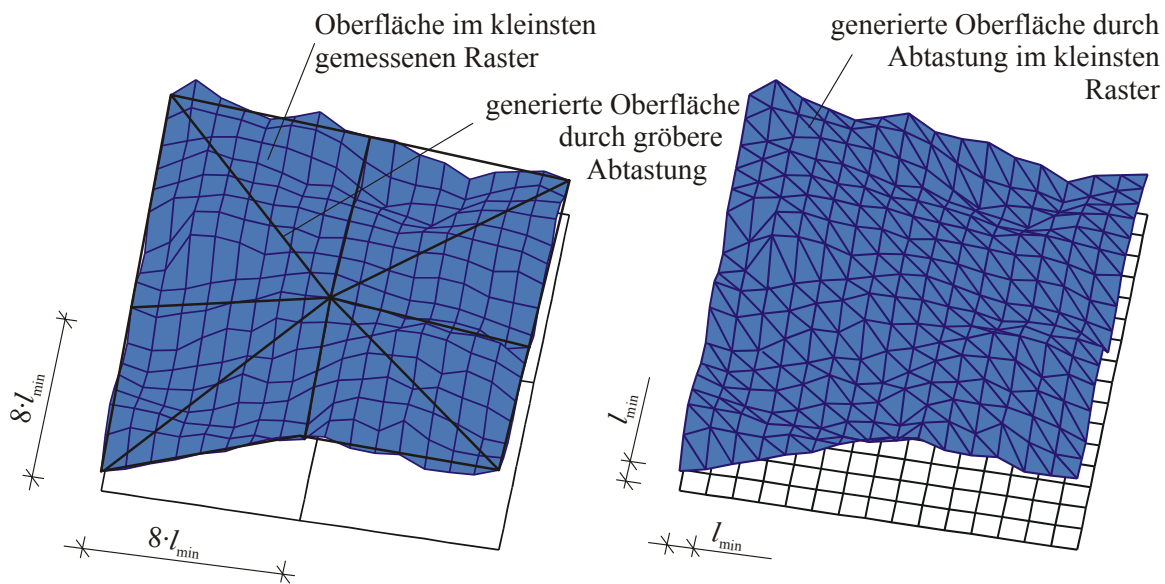


Abbildung 5.5 Abstufung des Abtasterrasters an einer Oberfläche

Der Flächeninhalt eines Dreiecks wird nach Gl. (5.2-2) durch den halben Betrag des Kreuzproduktes (auch Vektorprodukt bzw. äußeres Produkt) der zwei aufspannenden Seitenvektoren bestimmt (siehe Abbildung 5.6).

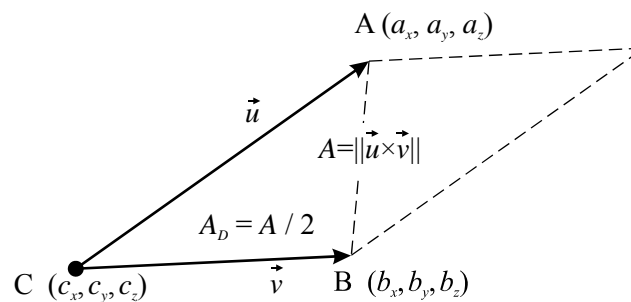


Abbildung 5.6 Von zwei Vektoren aufgespannte Fläche

$$A_D = \frac{1}{2} \cdot \|\vec{u} \times \vec{v}\| = \frac{1}{2} \cdot \left\| \begin{pmatrix} \vec{e}_x & \vec{e}_y & \vec{e}_z \\ a_x - c_x & a_y - c_y & a_z - c_z \\ b_x - c_x & b_y - c_y & b_z - c_z \end{pmatrix} \right\| \quad (5.2-2)$$

mit

- A_D Fläche des Dreiecks im Raum,
- a_i, b_i, c_i Koordinaten der Dreieckspunkte A, B und C und
- $\vec{e}_x, \vec{e}_y, \vec{e}_z$ Einheitsvektoren in x, y und z-Richtung mit $(\|\vec{e}_x\| = \|\vec{e}_y\| = \|\vec{e}_z\| = 1)$.

Hierbei erhält man, abhängig von der Abtaststrategie, unterschiedliche Dreiecksnetze, die in der Summe einen Wert der gemessenen Oberfläche ergeben. Aus diesen Werten kann die fraktale Dimension nach Gl. (5.2-3) errechnet werden:

$$D_{GS} = \lim_{l \rightarrow 0} \frac{\ln(A_l)}{\ln(l)}, \text{ nach CARPINTERI / CHIALA / INVERNIZZI [10]} \quad (5.2-3)$$

mit:

D_{GS}	fraktale Dimension nach der <i>Gitter-Skalierungs-Methode</i> ,
A_l	ermittelte Oberfläche bei einer vorgegebenen Netzfeinheit und
l	Rasterweite der Abtastung.

Die Rasterfeinheit l ist nach unten hin auf den Wert l_{\min} , der kleinstmöglichen Auflösung des Messgerätes für die Oberflächenabtastung, begrenzt. Die Grenzwertbetrachtung $l \rightarrow 0$ ist infolge der unteren Schranke l_{\min} nicht möglich. Die wirkliche Oberfläche muss näherungsweise nach Gl. (5.2-4) bestimmt werden.

$$A = \lim_{l_{\min} \rightarrow 0} A_o \quad (5.2-4)$$

mit

A_o	Oberfläche, gemessen mit der Rasterweite l_{\min} ,
A	wirkliche Oberfläche und
l	Rasterweite der Abtastung.

Eine generierte Oberfläche der Abtastweite l nach Abbildung 5.5 kann näherungsweise nach Gl. (5.2-5) bestimmt werden.

$$A_l = A_{l_{\min}} \cdot \left(\frac{l}{l_{\min}} \right)^{-d_{GS}} \quad (5.2-5)$$

mit

A_l	Oberfläche, gemessen mit der Rasterweite l ,
$A_{l_{\min}}$	Oberfläche, gemessen mit der Rasterweite l_{\min} und
d_{GS}	fraktales Inkrement $d_{GS} = D_{GS} - 2$.

Kommt man nun zurück auf die betrachtete Grundfläche A_G des beobachteten Rasters, erhält man nach Gl. (5.1-2) im Abschnitt 5.1 eine Abhängigkeit der Rauheit von der Rasterweite, wie in Gl. (5.2-6) gezeigt ist (MECHTCHERINE [77]).

$$R_{S,l} = \frac{A_l}{A_G} = \frac{A_{l_{\min}} \cdot \left(\frac{l}{l_{\min}} \right)^{-d_{GS}}}{A_G} = R_{S,l_{\min}} \cdot \left(\frac{l}{l_{\min}} \right)^{-d_{GS}} \text{ bzw.} \quad (5.2-6)$$

$$\ln(R_{S,l}) = -d_{GS} \cdot \ln\left(\frac{l}{l_{\min}}\right) + \ln(R_{S,l_{\min}}) \text{ bzw.}$$

$$\ln(R_{S,l}) = -d_{GS} \cdot \ln(l) + d_{GS} \cdot \ln(l_{\min}) + \ln(R_{S,l_{\min}}) \text{ bzw.}$$

$$y = m \cdot x + n \quad - \quad \text{eine Geradengleichung}$$

mit

$R_{S,l}$ Rauheit, bestimmt mit der Rasterweite l ,

$R_{S,l_{\min}}$ Rauheit, bestimmt mit der Rasterweite l_{\min} ,

$y = \ln(R_{S,l})$,

$m = -d_{GS}$,

$x = \ln(l)$ und

$n = d_{GS} \cdot \ln(l_{\min}) + \ln(R_{S,l_{\min}})$.

Mit Hilfe der Ermittlung der Oberflächenrauheit in verschiedenen Abtastrastern kann so die fraktale Dimension der Bruchfläche bestimmt werden. Unter der Voraussetzung, dass die Bruchoberfläche ein mathematisches Fraktal ist, beschreibt die Beziehung in Gl. (5.2-6) eine monoton abfallende Gerade, deren Anstieg das fraktale Inkrement d_{GS} ist (Abbildung 5.7). Mit Hilfe der Ermittlung der fraktalen Dimension ist es möglich, Oberflächenformen unabhängig von der Abtastfeinheit zu beschreiben. Unterschiede in der Fragmentierung sind somit nachweisbar.

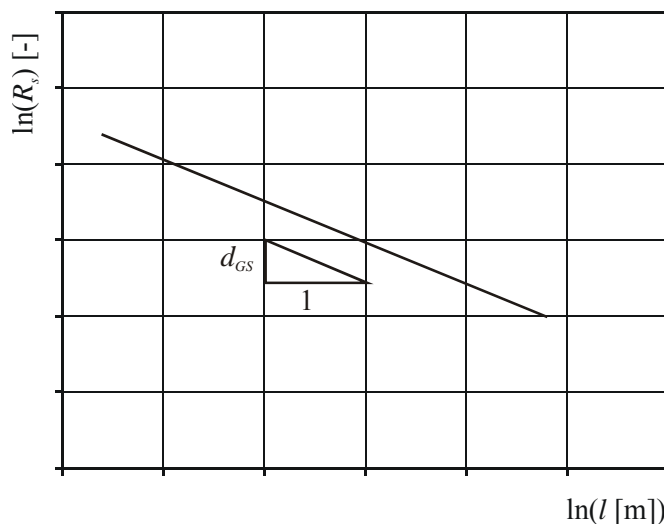


Abbildung 5.7 Diagramm zur Bestimmung von d_{GS}

Ein weiteres Verfahren für die Beschreibung von Oberflächenprofilen ist die Verwendung eines Ortsfrequenzspektrums. Dieses Verfahren wird in der vorliegenden Arbeit als zweite mögliche Form der Oberflächenanalyse entwickelt. Im nächsten Kapitel wird dieses Verfahren näher erläutert.

5.3 Berechnung des Ortsfrequenzspektrums einer Bruchfläche

5.3.1 Allgemeines

Komplexe Prozessvorgänge, die aus einer Vielzahl einzelner Signalkomponenten bestehen, lassen sich nur schwer mit Hilfe einer x-y-Darstellung eines Bildes analysieren. Eine Möglichkeit, solche realen Bildmatrizen auszuwerten, ist die Methode der Beschreibung von periodischen Signalen im Frequenzbereich. Periodische Signale lassen sich im Allgemeinen als Fourierreihen darstellen. Dabei werden die Signale in ihre harmonischen Komponenten zerlegt. Die Fourier-Transformierte enthält im Frequenzbereich exakt die gleiche Information wie das zugehörige Signal im Zeitbereich – die beiden unterscheiden sich nur in der Art der Informationsdarstellung. Dies ermöglicht die Betrachtung einer Funktion von einem anderen Gesichtspunkt aus, nämlich im transformierten Bereich (Frequenzbereich). Der übliche Algorithmus, mit dem reale Signale bezüglich ihrer Frequenzanteile untersucht werden, ist die Fourier-Analyse.

5.3.2 Das Fourier-Integral

Die analytische Funktion einer Fourier-Transformation zeigt Gl. (5.3-1).

$$F(f) = \int_a^b f(t) e^{-j2\pi ft} dt \quad (5.3-1)$$

Im Allgemeinen ist die Fourier-Transformierte eine komplexe Größe, d. h. für jede Frequenz enthält das Spektrum die Betrags- und Phaseninformation der entsprechenden Schwingung. Zur visuellen Darstellung des Frequenzverlaufes eines Signals wird für gewöhnlich das Amplitudenspektrum verwendet, das aus dem absoluten Betrag der komplexen Funktion $F(f)$ gebildet wird, siehe Gl. (5.3-2).

$$|F(f)| = \sqrt{R(f)^2 + I(f)^2} \quad (5.3-2)$$

mit

$R(f), I(f)$ Real und Imaginärteil des Frequenzspektrums.

Allerdings kann für die Analyse diskreter Messwerte dieser analytische Algorithmus über das Fourier-Integral nicht angewendet werden, da dieser auf analytische Funktionen beschränkt ist. Die diskrete Form der Fourier-Analyse ist in Gl. (5.3-3) gezeigt.

$$y(k) = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} x(n) e^{\frac{-j2\pi nk}{N}} \quad (5.3-3)$$

mit

$y(k)$	Frequenzsignal bzw. Frequenzamplituden,
k	diskrete Frequenzvariable ($k = 0 \dots M$),
M	Anzahl der Frequenzabtwerte,
N	Anzahl der Zeitabtwerte,
n	diskrete Zeitvariable ($n = 0 \dots N$) und
$x(n)$	Zeitsignal.

Die Beziehung verbindet N Abtwerte eines Signals mit M Abtwerten einer Frequenzfunktion. Dabei werden die N Abtwerte des ursprünglichen Zeitsignals als eine Periode eines periodischen Signals angesehen. Zum Aufwand für die Berechnung ist zu beachten, dass

bei der direkten Durchführung einer N -Punkte-Transformation bis zu $N \cdot M$ komplexe Multiplikationen erforderlich sind. Dieser erhebliche Rechenaufwand führte zur Entwicklung eines optimierten Algorithmuses, der schnellen Fourier-Transformation bzw. Fast-Fourier-Transformation (FFT). Der Algorithmus dieses Berechnungsverfahrens ist heutzutage bereits in vielen Computerprogrammen implementiert, so auch in das für diese Arbeit benutzte Signalanalyse-system FlexPro[®]. Zum mathematischen Hintergrund der Fast-Fourier-Transformation wird hier auf COLLEY / TUKEY [15] und SAUER / SZABÓ [104] verwiesen.

Im Folgenden sollen einige Beispiele für spezielle Signalformen gezeigt werden (siehe Abbildung 5.8). Die Frequenzanalyse der Teilbilder a) bis c) für periodische Schwingungen wird als allgemein bekannt vorausgesetzt. Da auch bei der Frequenzanalyse das Superpositions-gesetz anwendbar ist, wird in Abbildung 5.8 d) und Abbildung 5.8 e) lediglich eine Teilschwin-gung angegeben. Beide Signalimpulse besitzen eine Länge von $\tau = 100,0$ ms und eine Abtast-rate von 160 Werten/ms. Das Frequenzspektrum des Rechteckimpulses in Abbildung 5.8 e) zeigt bei den Frequenzanteilen $f = 10, 20, 30$ Hz Nullstellen, die aus der Impulslänge durch die Beziehung $f = 1/(\tau \cdot n)$ bestimmbar sind. Der Parameter n ist dabei eine Ganzzahl größer gleich eins. Zwischen den Nullstellen erreicht das Frequenzspektrum noch beträchtliche loka-le Maxima. Dagegen entstehen im Frequenzspektrum in Abbildung 5.8 d) zwischen den Null-stellen wesentlich kleinere lokale Extremwerte. Es bleibt demnach festzuhalten, dass ein grö-ßeres Abweichen von einem harmonischen Signal zu höheren Amplituden in den oberen Fre-quenzbereichen des Frequenzspektrums führt.

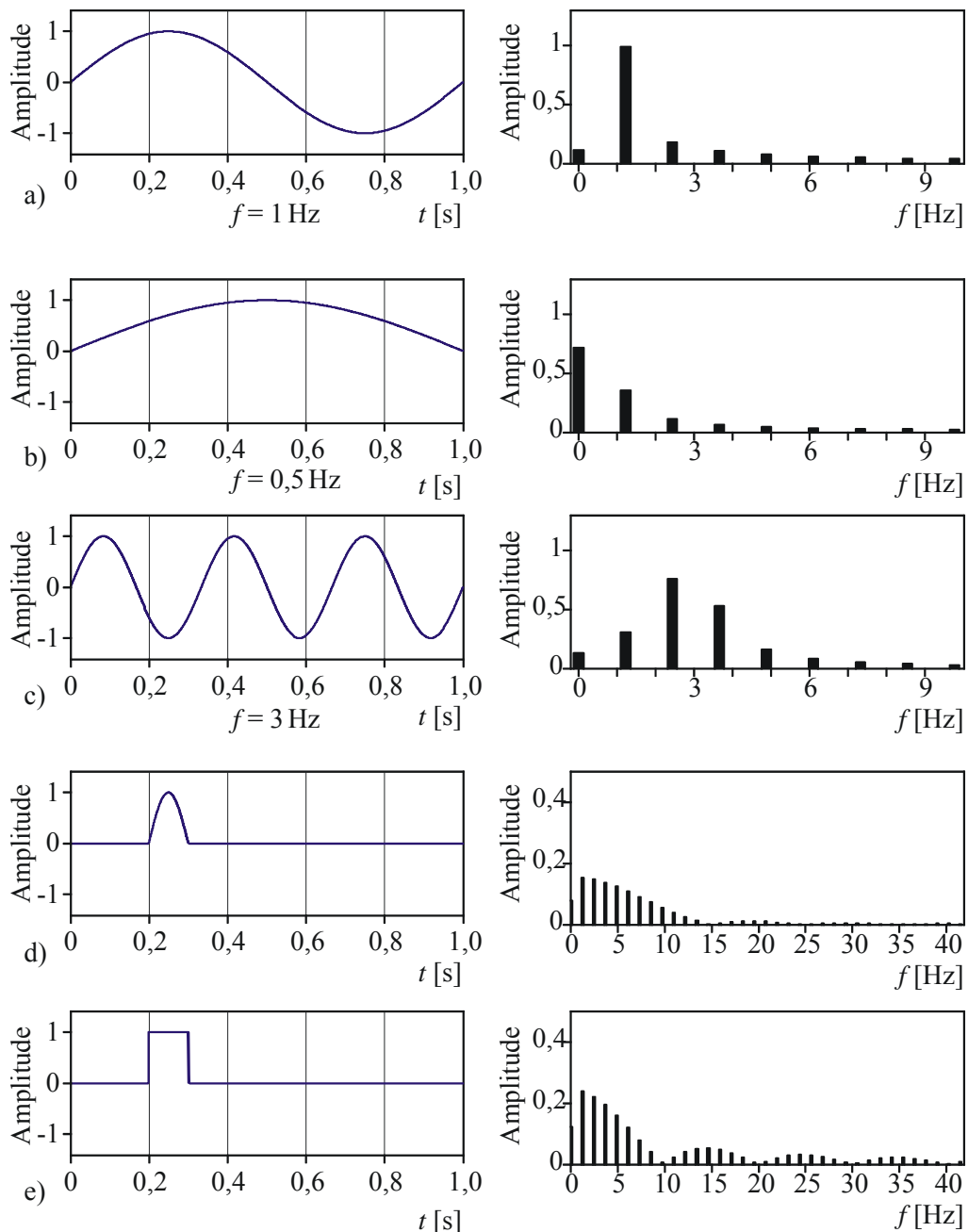


Abbildung 5.8 Signaltransformation durch FFT

Die Anwendbarkeit der FFT ist jedoch an die folgenden Bedingungen geknüpft. Das verwendete Zeitsignal muss mit einer konstanten Rate abgetastet worden sein, d. h. die Zeitwerte in der x-Komponente des Signals müssen äquidistant sein. Die zur Abtastung des Signals verwendete Abtastrate muss das Nyquist-Kriterium erfüllen, d. h. für die Signalgrenzfrequenz müssen noch mindestens zwei Abtastpunkte pro Periode vorliegen. Ein weiteres Problem bei der FFT stellt der sogenannte *Leckeffekt* dar. Dieser tritt auf, wenn der zu transformierende Signalabschnitt nicht genau mit der Periodendauer des Zeitsignals zusammenfällt. Dies ist, besonders wegen der Beschränkung der Fensterlänge auf eine Zweierpotenz, häufig der Fall. Die FFT geht immer von einem periodischen Signal aus und hängt für die Berechnung an das Ende des Signals das gleiche Signal an. Wenn demnach die Periode des Signals nicht mit der Signallänge bzw. dem Betrachtungsausschnitt des Zeitsignals für die FFT-Analyse zusammenfällt, entstehen bei der periodischen Fortsetzung Phasensprünge an den Schnittstellen, die zu einem *Lecken* der Signalenergie führen. Das heißt, die Amplitude eines Signalfrequenzan-

teils verwischt sich und wird im Frequenzspektrum auf andere Frequenzamplituden umverteilt. Die Folge ist, dass z. B. auch die Frequenzlinien von Sinusschwingungen verwischen, wie es auch in Abbildung 5.8 a) bis c) der Fall ist, da auch hier von den 160 Werten lediglich 128 Werte für die FFT-Transformation herangezogen werden und infolge der Aneinanderreihung dieser kleineren Fenster jeweils Phasensprünge vom 128. zum 129. Wert entstehen.

Das diskrete Spektrum, das durch eine FFT berechnet wird, ist das Spektrum einer periodischen Fortsetzung des betrachteten Signalausschnittes. Um dem Leckeffekt zu begegnen, bieten verschiedene Bewertungsfunktionen an, das zu transformierende Signal an den Rändern entsprechend abzuschwächen. Es stehen hierbei mehrere Bewertungsfunktionen, die auch Fensterfunktionen genannt werden, zur Auswahl. Für die Untersuchung im Rahmen dieser Arbeit wurde die Hanning-Funktion gewählt, die an den Rändern des Zeitfensters den Wert *Null* und in der Mitte den Wert *Eins* ergibt. Gl. (5.3-4) gibt die entsprechende Funktion an.

$$\text{Hanning} = -0,5 \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{\text{Messzeit}}t\right) + 0,5 \quad (5.3-4)$$

In Abbildung 5.9 wird das Ausmaß der Hanning-Bewertungsfunktion vorgestellt. Abbildung 5.9 a) zeigt eine Sinusfunktion, wie sie für die Zeit von einer Sekunde mit 160 000 Werten der FFT übergeben werden würde. Am 2^{17} -ten Wert (131072-ter Wert), zum Zeitpunkt $t_{2^{17}} = 0,8192$ s ist ein deutlicher Phasensprung zu erkennen. Abbildung 5.9 b) zeigt die gleiche Funktion, bewertet mit dem Hanning-Fenster. Der Einfluss des Phasensprungs am 2^{17} -ten Wert des Signals, am Zeitpunkt $t_{2^{17}} = 0,8192$ s, wird durch das Ausklingen des Signals nahe diesem Punkt minimiert.

Im Gegenzug werden durch diese Signalmanipulation wichtige Informationen im Bereich der Fensterränder über die Frequenzverteilung gelöscht bzw. abgemindert. Da bei einem harmonischen Signal die Frequenzinformation überall im Betrachtungsfenster gleich ist, hat die Bewertung hier nur geringe Auswirkungen.

Ähnlich verhält sich dies bei der Bewertung eines allgemeinen Signals mit zufälliger Informationsverteilung über die Frequenzinformation. Im folgenden Kapitel wird der Übergang der FFT-Transformation von einem Zeitsignal $f(t)$ zu einem Ortssignal $f(x)$ vollzogen.

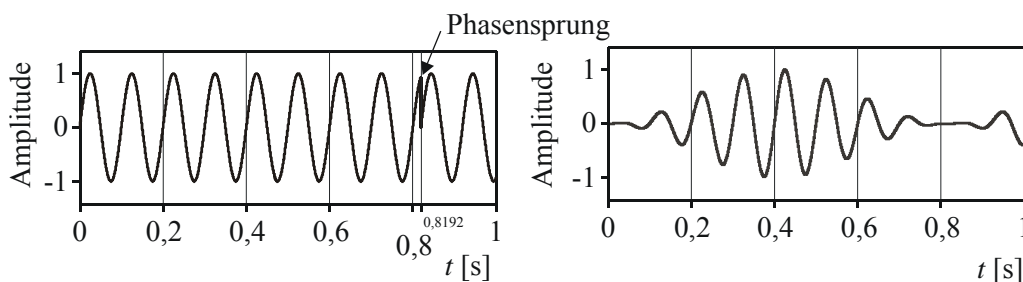


Abbildung 5.9 Signal ohne und mit einer Hanning-Bewertung

5.3.3 Analyse der Bruchfläche

Eindimensionale Signale können von einer zeitlichen Abhängigkeit in eine frequenzmäßige Abhängigkeit transformiert werden. Auch Bilder mit den Ortskoordinaten x und y können in Ortsfrequenzbilder mit den Ortsfrequenzen f_x und f_y transformiert werden. Allgemein wird auch die Transformation vom Bildbereich (Zeitbereich, Ortsbereich) in den Frequenzbereich „Fourier-Transformation“ genannt. In dieser Arbeit soll die FFT zur Beurteilung der Bruchoberfläche Anwendung finden.

Die Berechnung der Ortsfrequenzbilder der Bruchflächen erfolgt durch die Analyse des Höhenprofils. Für diese Untersuchung wird eine sogenannte eindimensionale FFT angewendet.

Hierbei wird das Höhenprofil der Bruchfläche als Datenfeld zeilenweise aufgenommen und für jede separate Zeile ein eigenes Frequenzspektrum erstellt. Dieses Frequenzspektrum wird dann in dieselbe Zeile dieses Datenfeldes zurückgeschrieben. Das Resultat ist eine Matrix bzw. ein Datenfeld, das aus vielen parallelen Frequenzspektren besteht. Somit ist eine zeilenweise Bewertung der auftretenden Ortsfrequenzen in der Bruchfläche möglich. Im Abschnitt 8.8 wird dieses Rechenverfahren anschaulich an einer konkreten Oberfläche beschrieben.

Eine Bruchfläche besteht aus ungebrochenen Zuschlägen, die teilweise aus der Bruchebene hervortreten, aus gebrochenen Zuschlägen und aus der gebrochenen Matrix. In Abbildung 5.10 sind exemplarisch die beiden Versagensformen eines Zuschlagkorns in einer Bruchfläche dargestellt. Besonderes Augenmerk wird hier auf die ungebrochenen herausstehenden Zuschläge gelegt. Diese verursachen in einem relativ großen Bereich die Anregung einer relativ geringen Ortsfrequenz (CURBACH / ORTLEPP [21]), die wiederum im ermittelten Frequenzspektrum als lokales Maximum zu erkennen ist. In Abbildung 5.11 sind exemplarisch zwei Tastschnitte über ein gebrochenes und ein ungebrochenes Korn dargestellt.

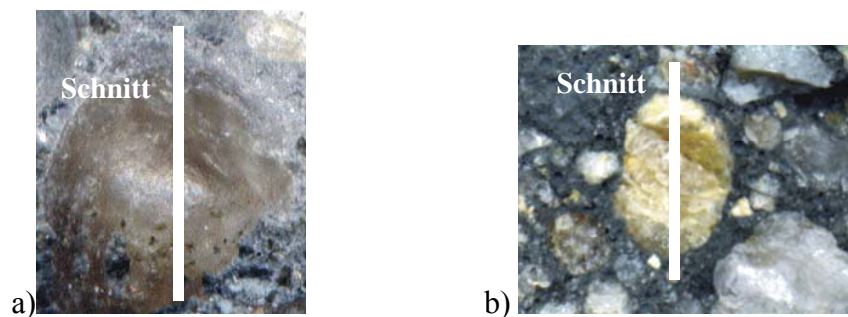


Abbildung 5.10 Darstellung eines a) ungebrochenen und eines b) gebrochenen Korns

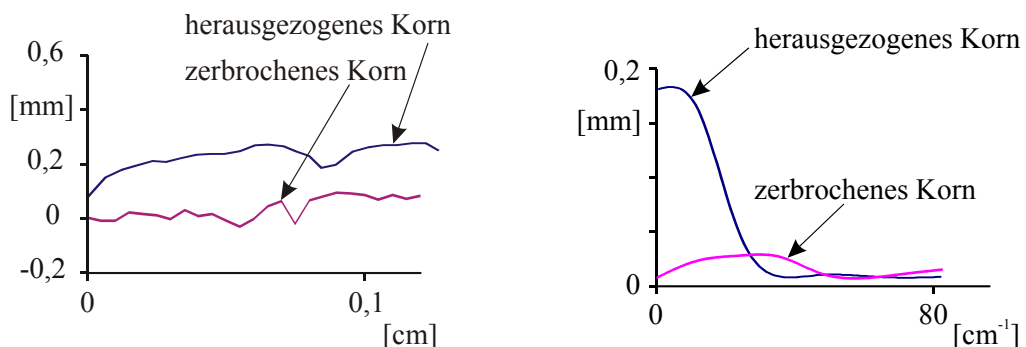


Abbildung 5.11 Oberflächenschnitt und Spektrum eines zerbrochenen und eines unzerbrochenen, herausgezogenen Korns

Wie schon der optische Eindruck zeigt, erzeugt das ungebrochene Korn gegenüber dem gebrochenen Korn eine größere „Schwingdauer“. Im Frequenzspektrum zeigen sich diese charakteristischen Schwingdauern als lokales Maximum. Somit können durch die graphische Darstellungsweise im Ortsfrequenzspektrum Rückschlüsse auf die Oberflächenbeschaffenheit gezogen werden.

Mit diesem Verfahren wurde, parallel zum Verfahren der fraktalen Dimension, eine weitere Möglichkeit der Oberflächenanalyse von Bruchflächen vorgestellt. Die Verfahrensentwicklung ist hiermit abgeschlossen.

6. Hypothese zur Festigkeitssteigerung für hochfesten Beton

In den vorangegangenen Kapiteln dieser Arbeit ist der Stand der Forschung zu Normalbeton unter stoßartiger Belastung ausführlich geschildert worden. Auch wurden die dazu entwickelten theoretischen Modelle vorgestellt. Nun gibt es allerdings sehr wenige Veröffentlichungen, die speziell zu Untersuchungen auf dem Gebiet des hochfesten Betons Aussagen treffen.

Ein hochfester Beton unterscheidet sich durch die Veränderung der Zusatzstoffe in seinen Materialeigenschaften deutlich von Normalbeton. Die Matrix, die im Normalbeton das schwächste Glied in der Kette der Komponenten ist, erreicht bei den hochfesten Betonen annähernd die Festigkeit normaler Zuschläge. Speziell an der Kontaktzone zum Zuschlagkorn treten im Normalbeton vermehrt poröse Hydratationsprodukte, größere Poren und teilweise freies Wasser auf, die im hochfesten Beton vergleichbar gering sind. Grund dafür ist der niedrige w/z -Wert bei hochfesten Betonen.

Im Versagensprozess von Normalbeton unter Zugspannungen werden überwiegend die Zuschläge aus der Matrix herausgezogen. Der größte Anteil der Bruchfläche verläuft durch die Matrix und entlang der Kontaktzonen zum Zuschlag (Abbildung 6.1 a)). Das bedeutet, dass die Zugfestigkeit von Normalbeton durch die Festigkeit dieser Bereiche wesentlich beeinflusst wird. Durch eine höhere Dehngeschwindigkeit erhöht sich die Festigkeit der Matrix und es können höhere Zugspannungen übertragen werden. Begründet wird diese Annahme mit dem höheren Anteil gebrochener Zuschläge in der Bruchfläche (Abbildung 6.1 b)). Demzufolge erhöht sich in einer Schwachstelle im Normalbeton infolge hoher Dehngeschwindigkeit deren Festigkeit. Dies wiederum wirkt sich stark auf die Festigkeit dieses Mehrkomponentenbaustoffes aus – seine Festigkeit wird bei einer erhöhten Dehngeschwindigkeit größer. Jetzt gilt es zu überlegen, ob sich diese Theorie auch auf den hochfesten Beton übertragen lässt.

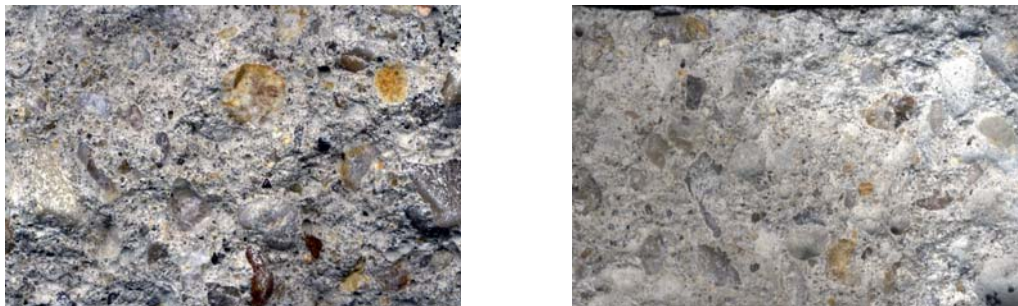


Abbildung 6.1 Foto einer Bruchfläche von Normalbeton a) statisch, b) dynamisch belastet

Wie zuvor erwähnt, besitzt die Matrix in hochfestem Beton bereits eine hohe Zugfestigkeit und dazu einen besseren Verbund zum Zuschlagkorn. Dadurch werden die Zuschläge schon bei einer statischen Zugbeanspruchung höhere Kraftanteile bekommen. REMMEL [98] hat hier ausführliche Untersuchungen der Auswirkungen einer hochfesten Zementmatrix auf das Zuschlagkorn durchgeführt. Das bedeutet nun, dass bei einem Versagen der Probe der Riss nicht wie bei einem Normalbeton um die Zuschlagkörner herum, sondern überwiegend durch die Zuschlagkörner hindurch verläuft. Setzt man nunmehr die Theorie der Festigkeitssteigerung der Matrix im impulsartigen Zugversuch an, so wird sich hier eine Verfestigung dieses Materials nur in geringem Maße auf die Gesamtfestigkeit auswirken, da auch hier im Wesentlichen die Zuschlagkörner versagen. Nun steht die Frage, ob sich dennoch die Zementmatrix und der Verbund zum Zuschlagkorn unter einer hohen Dehngeschwindigkeit verfestigen. Um dieser

Sache nachzugehen, muss auch für diesen Fall die Bruchfläche betrachtet werden. Wenn eine Verfestigung eintritt, dann wird mehr Last auf die Zuschläge umverteilt. Als Folge davon müssten nun nach einer Belastung mit hoher Dehngeschwindigkeit noch mehr zerbrochene Zuschläge in der Bruchfläche vorhanden sein. Andererseits könnte sich der Bruchmechanismus auch gänzlich ändern, da irgendwann der Punkt erreicht sein wird, wo bereits alle in der Bruchfläche vorhandenen Zuschläge durch den eintreffenden Riss zerbrechen. Bereits jetzt kann abgeschätzt werden, dass sich unter Impulsbeanspruchung das Bruchverhalten gegenüber Normalbeton ändern wird.

Für die Herstellung des im Rahmen dieser Arbeit geprüften Betons wurden runde, ungebrochene Zuschläge verwendet. Runde Zuschläge haben eine relativ glatte Oberfläche. Dagegen zeigen zerbrochene Zuschlagkörner in ihrer Bruchfläche einen sehr zerklüfteten Verlauf. Werden für eine Bruchflächenanalyse diese runden, nicht gebrochenen Zuschläge vorausgesetzt, zerbrechen nach den Angaben aus Abschnitt 4.4 diejenigen Zuschlagkörner, die kaum über die Rissebene reichen, d.h. bei denen der Winkel ϕ größer ist als der kritische Winkel ϕ_c , nicht durch den Rissfortschritt. Der Riss verläuft dann um das Zuschlagkorn herum. Somit enthält die Oberfläche einige Bereiche, wo noch unbeschädigte runde Zuschläge hervorsteht. Wenn es gelingt, die Größenordnung der ungebrochenen Zuschläge in der Bruchfläche zu erkennen, können so Rückschlüsse auf die Festigkeitssteigerung der Zementmatrix gezogen werden.

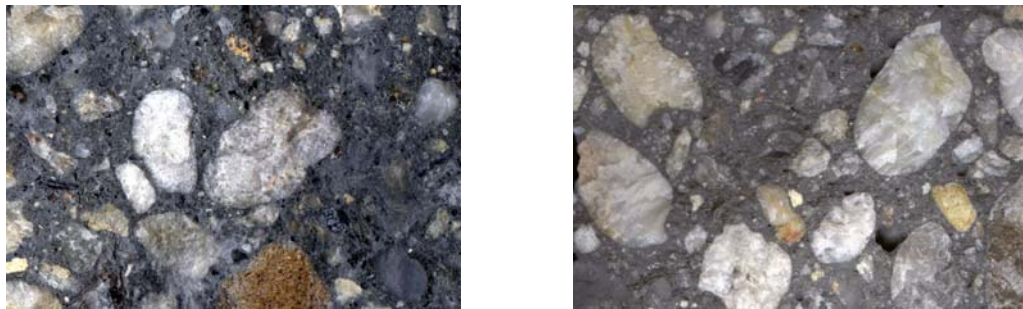


Abbildung 6.2 Foto einer Bruchfläche von hochfestem Beton a) statisch, b) dynamisch belastet

Bei Betonen sehr hoher Druck- und Zugfestigkeit liegt bereits unter statischer Beanspruchung der kritische Winkel ϕ_c nahe der 90° -Grenze. Zuschläge, die sich in der Rissebene befinden, durchtrennt der fortschreitende Riss immer. In diesem Fall gilt es, durch die Analyse der Bruchflächen weitere Unterschiede im Bruchprozess zu finden.

Es wird nun unmöglich sein, jedes einzelne Zuschlagkorn auf seinen Versagensprozess hin zu beurteilen. Zu groß wäre der Aufwand, durch den subjektiven Eindruck zu entscheiden, ob das Korn zerbrach oder herausgezogen wurde. Aus diesem Grund ist es hier sinnvoll, eine geeignete Methode einer Oberflächenanalyse zu benutzen, die recht genau diese Unterscheidung durchführen kann. Hierzu ist ein eindeutig definiertes Merkmal für die Unterscheidung zwischen einem gebrochenen und einem ungebrochenen Korn zu bestimmen.

Das wesentliche Merkmal einer passenden Oberflächenanalyse ist demnach die Beurteilung des Oberflächenprofils. In Abschnitt 5.1 wurde die *Rauheit* als Maß für die Beurteilung von Oberflächen ausführlich beschrieben. Es wurde festgestellt, dass der Ergebniswert der Oberflächenanalyse von der geometrischen Auflösung des Abtastnetzes abhängig ist. Als mögliche Verbesserung wurde die in Abschnitt 5.2 erläuterte *fraktale Dimension* der Oberfläche vorgestellt. Dieser Wert gibt die Zerklüftung der Oberfläche unabhängig vom Abtastraster an. In Abschnitt 5.3 wurde ein weiteres, neuentwickeltes Verfahren zur Beurteilung der Oberflä-

chenbeschaffenheit beschrieben, bei welchem auftretende harmonische Schwingungen in der Bruchfläche ermittelt werden.

Mit diesen vorgestellten Verfahren zur Oberflächenbeschreibung sollen im Weiteren Aussagen getroffen werden, ob bei einer hohen Belastungsgeschwindigkeit die Zerklüftung der Bruchfläche steigt, die auf die zusätzlichen gebrochenen Zuschläge oder einen vollkommen andersartigen Bruchverlauf zurückzuführen sein kann.

7. Experimentelle Untersuchungen

7.1 Einführung

Das Hauptziel der experimentellen Untersuchungen ist die Ergründung des Materialverhaltens von hochfestem Beton unter einer einaxialen impulsartigen Belastung. Dazu gehören die Betrachtung der maximal aufnehmbaren Zugspannungen sowie der Spannungs-Dehnungs-Linie bis zum Bruch. Es sind einaxiale Zugversuche mit unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten an verschiedenen hochfesten Betonen durchgeführt worden. Da die Festigkeitssteigerung eine Veränderung des Bruchmechanismus bewirkt, wurde parallel dazu der entstehenden Bruchfläche große Aufmerksamkeit geschenkt. Mit einem Laser-Scanning-Mikroskop wurden Bruchflächen von Betonproben aus statischer und dynamischer Zugbeanspruchung abgetastet und nachfolgend in Beziehung gesetzt.

7.2 Versuchsaufbau

Am damaligen Institut für Tragwerke und Baustoffe der TU Dresden wurde im Jahr 2000 im Rahmen dieser Arbeit eine Fallanlage zur Untersuchung von dynamischen Materialeigenschaften von Beton entwickelt und in Betrieb genommen (CURBACH / ORTLEPP [20]). Abbildung 7.1 zeigt diese Prüfmaschine, die Zugkräfte in Form von sehr kurzen Impulsen auf unterschiedliche Probekörper bis zu 50 cm Länge überträgt (Abbildung 7.2). Die für diese Untersuchungen gewählten Abmessungen der Probekörper entsprechen den für eine Betonprüfung typischen Abmessungen. Somit sind die Messdaten dieser dynamischen Prüfung mit den Regelprüfdaten des Betons vergleichbar.

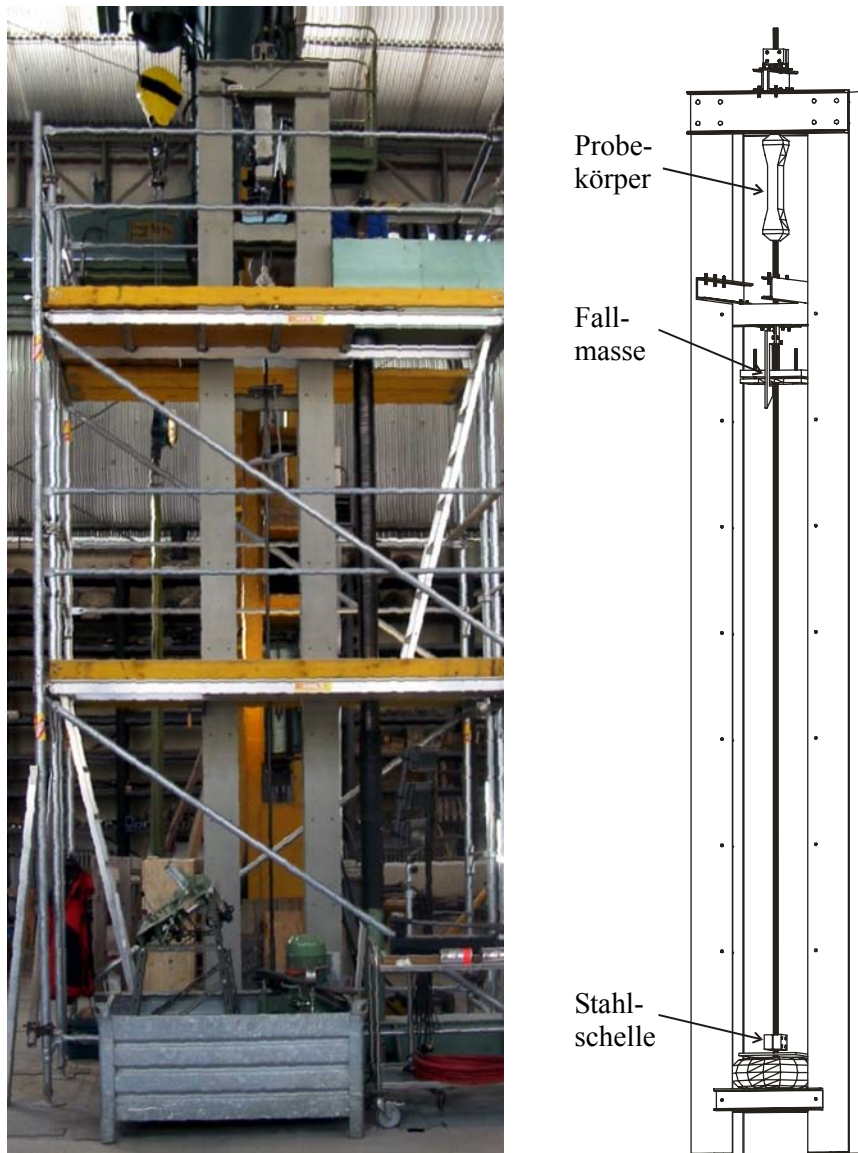


Abbildung 7.1 Der Versuchsstand – Foto und Schema

Die Probekörper werden am Riegel eines fünf Meter hohen Rahmens hängend befestigt. An dem unteren Ende der Probe dient eine Fallschiene in Form einer Stahlstange als Führung für ein Fallgewicht. Für die Erzeugung eines Kraftimpulses wird das Gewicht von seiner Verankerung gelöst und gleitet an der Fallschiene nach unten (Abbildung 7.2 a)). Auf einer fest angeklebten Schelle am unteren Ende der Schiene schlägt das Gewicht auf. Der dadurch freiwerdende Kraftimpuls wird über die Stahlstange nach oben zur Probe geleitet (Abbildung 7.2 b)). Die Form und Länge des Impulses ist abhängig von der Fallhöhe, dem Fallgewicht und der Art des Aufschlages. Für die Generierung variabler Impulslängen werden auf der Stahlschelle unterschiedliche elastische Materialien befestigt, die den Abbremsweg der herabfallenden Masse variieren. Über dem oberen Aufhängepunkt der Probe sowie direkt unterhalb der Probe befindet sich je eine Kraftmesseinrichtung zur Ermittlung der Kraft-Zeit-Funktion des Impulses auf den Probekörper (Abbildung 7.2 c)). Für die Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Funktion des Versuchskörpers werden weitere Messmarken zur Bestimmung des Wellenverlaufes angebracht. In Abbildung 7.3 ist eine Betonprobe im eingebauten Zustand nach dem Bruch infolge einer impulsartigen Zugbeanspruchung dargestellt.

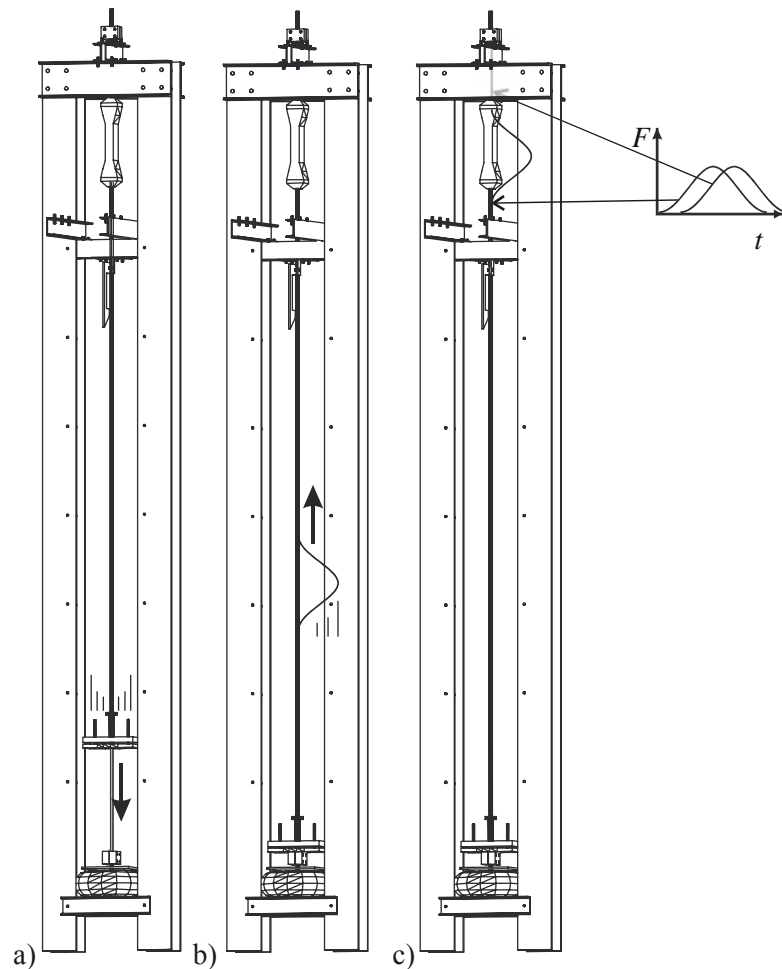


Abbildung 7.2 Arbeitsweise der Fallanlage

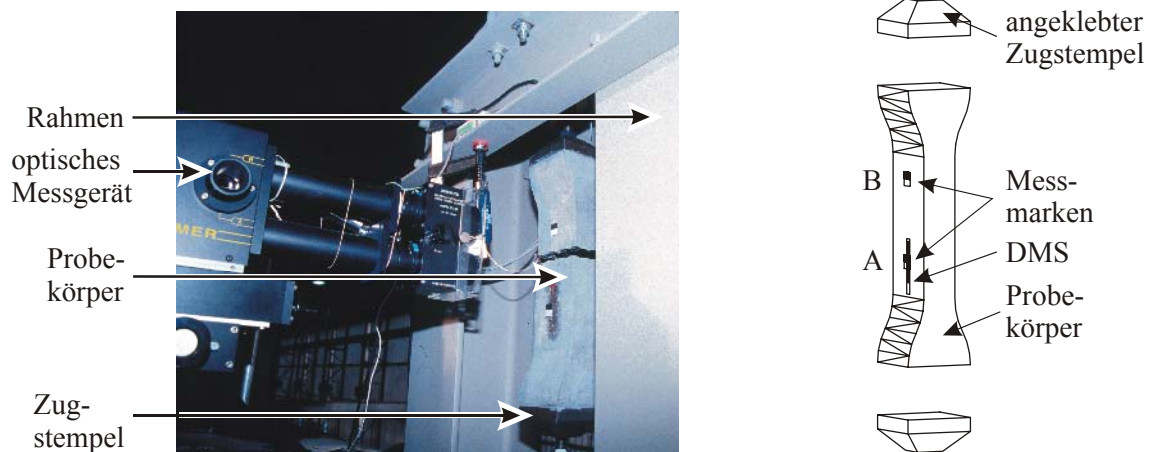


Abbildung 7.3 Fotografische und schematische Darstellung des Probekörpers

Bei genauer Betrachtung wird hier das Fehlen einer Kalotte auffallen, die für einen momentenfreien Eintrag der Zugkraft in den Prüfkörper sorgen soll. Der wesentliche Grund für den Verzicht der Kalotte ist die Sicherstellung einer relativ verlustfreien Kraftübertragung vom Aufschlagort der Fallmasse zum Probekörper. Eine Kalotte innerhalb dieser Strecke überträgt aufgrund ihrer Funktionsweise ausschließlich Zugkräfte und führt daher zu einer eventuellen Dämpfung des Impulses. Auch der – zwar geringe – Luftspalt zwischen den Kalottenlagern behindert die optimale Stoßkraftübertragung zum Probekörper.

Infolge einer exakt gleichen Kraftlinie entsteht unter diesen Umständen keine Kraftausmitte, jedoch führt ein ungenau angebrachter, nicht paralleler Zugstempel zu erheblichen Verdrehungen der angeschlossenen Zugstangen (Abbildung 7.4).

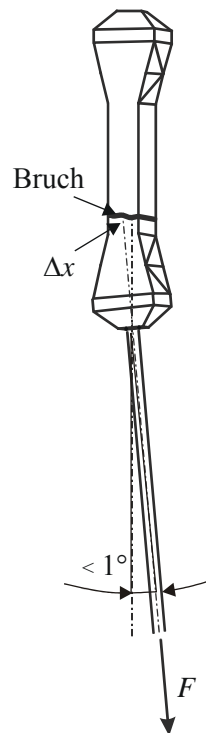


Abbildung 7.4 Kraftausmitte infolge eines verdrehten Zugstempels

Im Gegensatz zu den Untersuchungen von CATTANEO / ROSATI [11], die den Einfluss einer außermittigen Lasteinleitung auf ermittelte Zugfestigkeiten an Prismen untersuchten und dabei eine Spannungsabnahme bis zu 20 % feststellten, führt dieser Versuchsaufbau nicht zu einem solch hohen Fehler. Da das Fallgewicht genau entlang der Fallschiene läuft, wird der erzeugte Kraftimpuls genau in Schienenlängsrichtung laufen. Die Ausmitte der Zugwelle bleibt bis zum Erreichen des Prüfkörpers *Null*. Der verdrehte Zugstempel leitet ab diesem Punkt die Zugwelle unter dieser Winkelunstimmigkeit in die Probe ein, was zu einer zunehmenden Außermittigkeit der resultierenden Kraft im Prüfelement führt.

Der Bruch des Probekörpers infolge des Zugstoßes befand sich vorwiegend im unteren Fünftel des eingeschnürten Bereichs, im Abstand von ca. 11 cm oberhalb der Klebstelle des Zugstempels. Bis zu dieser Bruchfläche würde ein verdrehter Stempel von 1° zu einer Außermittigkeit der resultierenden Kraft von $\Delta x = 2,8$ mm führen. Gegenüber der vorhandenen Gesamtbreite des Bruchquerschnitts entsteht eine Lageabweichung des Spannungsschwerpunktes um 7 %. Diese Abweichung wird jedoch wesentlich durch die im Abschnitt 2.3 bereits beschriebene Eigenschaft von Wellen (mit Ausnahme von Detonations- und Schockwellen), sich allseitig in einem homogenen Medium auszubreiten, verringert. Es wird demzufolge davon ausgegangen, dass der Spannungsschwerpunkt, der durch den Probekörper durchlaufenden Welle in guter Näherung im Schwerpunkt seiner Querschnittsfläche liegt.

7.3 Verwendete Messgeräte

Um die Materialeigenschaften zu bestimmen, werden verschiedene Messungen während eines Stoßvorganges an der Betonprobe vorgenommen. Wie bereits in Abschnitt 7.2 beschrieben, findet eine Kraftmessung an der Krafteinleitungsstelle und am Aufhängepunkt des Probekörpers statt. Der in Abbildung 7.3 dargestellte Prüfkörper zeigt die angebrachten Messmarken

sowohl als Fotografie als auch schematisch. Am Punkt A werden die Dehnung mit Hilfe von zwei Dehnmessstreifen auf Vorder- und Rückseite und die Verschiebung gegenüber dem Punkt B mit einem optischen Distanzmesser (Extensiomater) bestimmt.

Ein optisches Extensiomater ist ein Distanzmessgerät, das berührungslos den Abstand von zwei Punkten erfassen kann. Dazu sind auf der zu untersuchenden Strecke zwei Kontrastmarken erforderlich. Das hier verwendete Modell 200XH der Firma TSI GmbH aus Roßdorf erfasst diese und bestimmt den aktuellen Zwischenraum. Die Verschiebung wird mit Hilfe eines analogen Signals einer maximalen Frequenzbandbreite von 250 kHz ausgegeben. Somit kann die Verschiebung der beiden Punkte auf dem Probekörper in Echtzeit während der Impulsbelastung ermittelt werden. Dieses Messgerät erfasst eine maximale Verschiebung eines Kontrastpunktes gegenüber seiner Mittellage von ± 1 mm. Der systematische Fehler der Messung liegt bei 0,3 % des Maximalwertes. Für den Messbereich ± 1 mm entspricht das einer sicheren geometrischen Auflösung der Verschiebung von $3 \mu\text{m}$.

Abbildung 7.5 zeigt den Hochgeschwindigkeitstransientenrecorder DL 716 von der Firma Yokogawa-nbn GmbH, der gleichzeitig die Daten der Verschiebungen der Punkte A und B, die Dehnung am Punkt A sowie die Kraft über und unter dem Probekörper misst und speichert. Die Abtastrate für diese Messung beträgt 0,5 Millionen Werte pro Sekunde. Mit Hilfe dieser Messdaten wird durch Aufstellen der eindimensionalen Wellengleichung (siehe Abschnitt 3.4.1) die Spannungs-Dehnungs-Linie der untersuchten Probe unter dynamischer Belastung ermittelt. Die Daten der Dehnungsmessung werden in einem Zeitintervall von $10 \mu\text{s}$ und die Daten der Verschiebung in einem Zeitintervall von nur $2 \mu\text{s}$ aufgezeichnet.

Mit Hilfe der Kraftmesseinrichtung oberhalb und unterhalb des Prüfkörpers wird die Kraft-Zeit-Funktion der Kraft sowohl am Einleitungspunkt als auch am Aufhängepunkt bestimmt. Abbildung 7.6 zeigt eine vollständige Übersicht über die Ermittlung der Messwerte während des Stoßvorgangs.

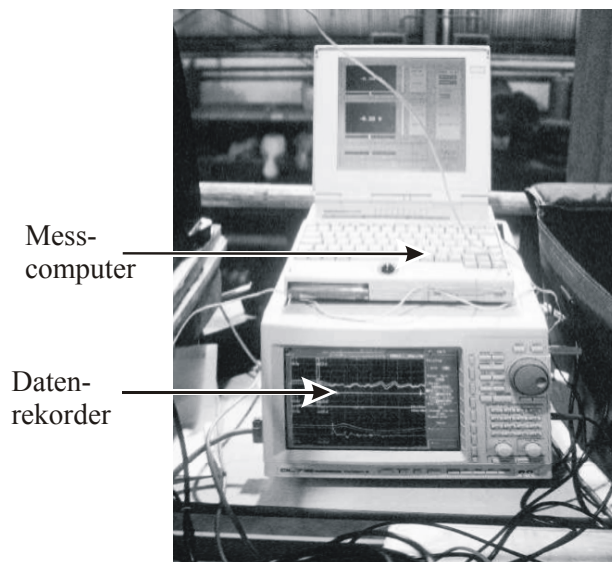


Abbildung 7.5 Foto Datenrekorder

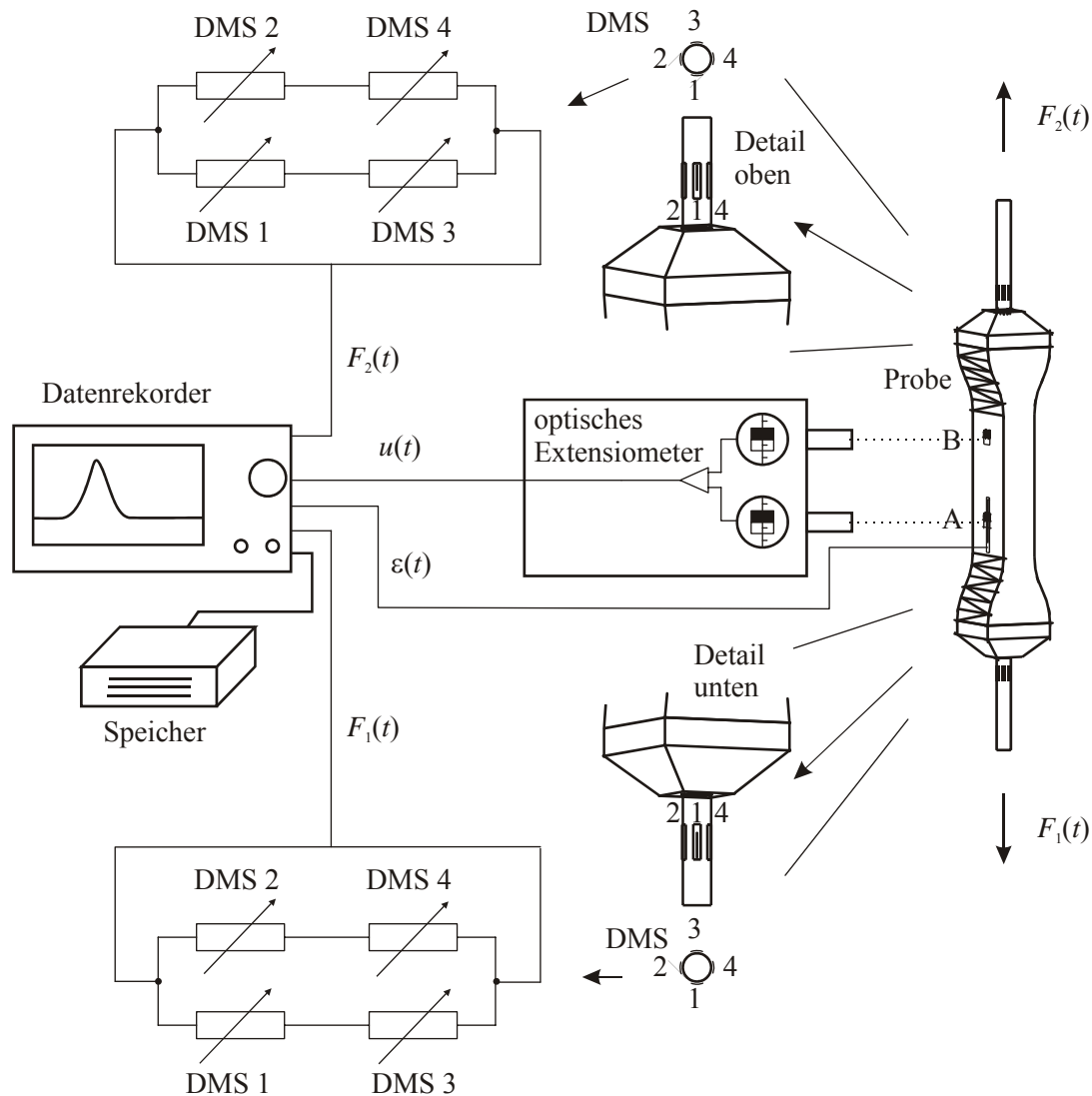


Abbildung 7.6 Verwendete Messkonfiguration

Wie in Abbildung 7.6 weiter zu erkennen ist, werden für die Bestimmung der angreifenden Kraft jeweils vier elektrisch verschaltete DMS verwendet, die über die Dehnung und die Steifigkeit ($E \cdot A$) der Zugstange die entsprechende Kraft indirekt ermitteln. Infolge dieser speziellen Anordnung der Dehnmessstreifen wird nur die Dehnung infolge einer Normalkraft gemessen. Dehnungsanteile aus Biegung werden durch die Kombination von Parallel- und Reihenschaltung so überlagert, dass sie sich gegenseitig auslöschen (HOFFMANN [55]). Der Nachweis dazu aus der Elektrizitätslehre ist Anlage 6 zu entnehmen.

Für die Beurteilung der Beschaffenheit der entstandenen Betonbruchfläche wurde ein Laser-Scanning-Mikroskop Nano Focus μ Scan CP1000 verwendet. Im Gegensatz zur Triangulation, bei der der Laserstrahl in einem festen Winkel auf die Oberfläche trifft und dadurch ein Höhenprofil erfasst, arbeitet der hier eingesetzte Apparat nach dem Interferenzverfahren (Abbildung 7.7). Der Vorteil liegt darin, dass der abtastende Strahl senkrecht auf die Oberfläche trifft und durch Interferenz die Höhe des Messpunktes erkennt. Dadurch können selbst tiefe Poren im Beton erfasst werden und es entfällt die Einrichtung, Justierung und Abstimmung von Sender und Empfängereinheit, welche bei der Triangulation notwendig werden. Der Laser arbeitet mit Hilfe der Interferenz des ausgesendeten und reflektierten kohärenten Lichts. Durch Modulation der Wellenlängen lässt sich so eine eindeutige Positionsbestimmung des Messpunktes erreichen. Der Laserstrahl wird hierbei in horizontaler Richtung zeilenweise im Abstand von $0,025 \text{ mm} \pm 25 \mu\text{m}$ über ein Profil bewegt. Durch Synchronisation der gewon-

nenen Höhendaten mit der absoluten x-y-Position des Laserstrahls entsteht ein 3D-Höhenprofil der betrachteten Betonprobe. Der maximale Höhenmessbereich beträgt bei diesem Messgerät 18 mm.

Der Nachteil dieser Methode ist das relativ langsame Abtasten einer Oberfläche. Im Unterschied zur Triangulation, bei der eine gesamte Messzeile auf einem Fotochip erfasst werden kann, arbeitet das Scanning-Mikroskop punktuell. Das heißt, alle Messpunkte müssen einzeln hintereinander gemessen werden, was zu einer sehr zeitintensiven Messung führt.

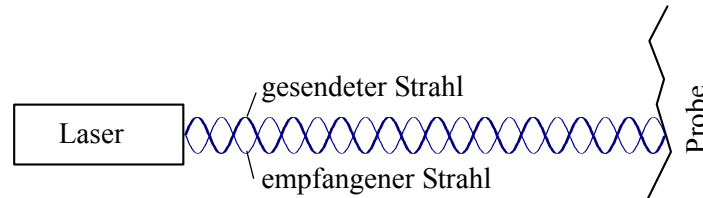


Abbildung 7.7 Schema des Laserscanners

7.4 Herstellung der Prüfkörper

In Anlage 2 sind die einzelnen Schritte der Herstellung des Frischbetons sowie die Zusammensetzung beschrieben. Wie bereits im Abschnitt 6 erwähnt, sind für die Fertigung des Betons runde, nicht gebrochene Zuschläge verwendet worden. Die variierenden Betondruckfestigkeiten werden im Wesentlichen durch Veränderungen des w/b -Wertes erreicht. Zuschlag und Bindemittel sind immer vom gleichen Lieferanten bezogen worden. Frischbetonwerte, wie zum Beispiel Ausbreitmaß und Frischbetonrohichte, sind ebenfalls für die entsprechenden Betone in Anlage 2 aufgelistet. Die Lagerung der Prüfkörper sowohl für die dynamischen Versuche als auch für die statischen Versuche zur Ermittlung der Regelprüfdaten, erfolgte nach dem Ausschalen 7 Tage im Wasser und danach bis zum 28. Tag bei 20°C und 65% Luftfeuchtigkeit im Klimaschrank. Am Prüftag der dynamischen Untersuchung fanden auch die Regelprüfungen statt.

Um die Änderung der Zugfestigkeit bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten zu untersuchen, wurden einaxiale Zugversuche durchgeführt. Dabei wurden Betonproben unterschiedlicher Betonklassen unter statischer und dynamischer Belastung betrachtet. Für die Herstellung der Prüfkörper wurde eine Spezialschalung entwickelt (Abbildung 7.8). Infolge der hohen Zugfestigkeit von hochfestem Beton musste eine Einschnürung des gezogenen Querschnitts erfolgen, da die Haftzugfestigkeit des verwendeten Klebers zur Anbringung der Lasteinleitungsplatten in der Nähe der Betonzugfestigkeit lag. Für eine ordnungsgemäße Durchführung der Versuche sollte ein Versagen der Klebefuge vermieden werden. Der Kleber der Bezeichnung X60 wurde von der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) bezogen.



Abbildung 7.8 Schalung mit zusätzlichen Formstücken für die Herstellung der „knochenförmigen“ Prüfkörper

Abbildung 7.9 a) zeigt die Form der verwendeten Probekörper zur Ermittlung der statischen und dynamischen Zugfestigkeit. In Abbildung 7.9 b) ist ein schmalerer Probekörper dargestellt, welcher für Untersuchungen mit sehr hohen Dehngeschwindigkeiten verwendet wurde. Infolge des zusätzlich verringerten Querschnitts und der geringeren Zugstempelmasse führte der gleiche einwirkende Kraftimpuls zu einer höheren Dehnung und demzufolge zu einer höheren Dehngeschwindigkeit.

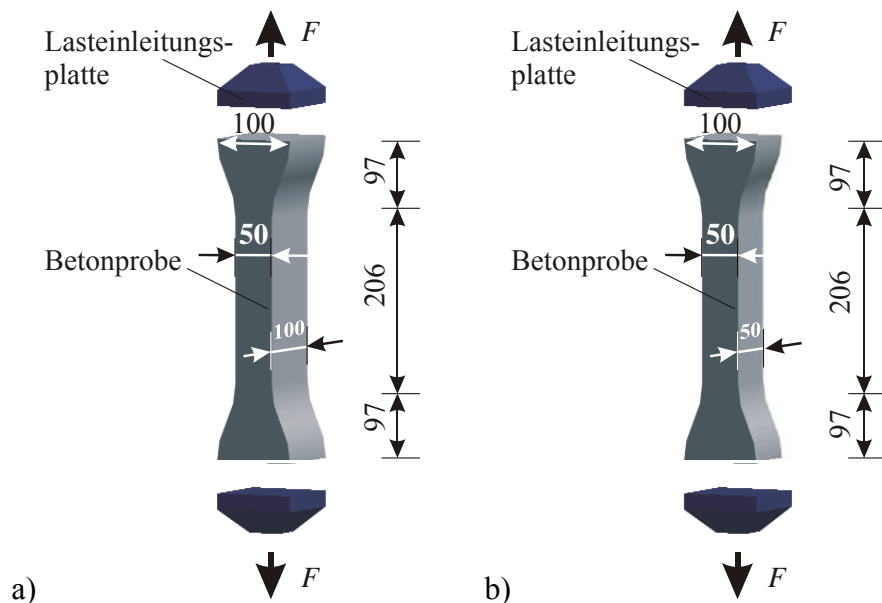


Abbildung 7.9 Form des Probekörpers für a) statische und dynamische und b) hochdynamische Zugversuche; alle Maße in [mm]

Parallel zu den statischen Zuguntersuchungen sind weiterhin der E-Modul an normalen, nicht eingeschnürten Betonprismen der Außenmaße $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$ und die Druckfestigkeit am Würfel der Kantenlänge 15 cm nach DIN 1048 [29] bestimmt worden. Der dynamische E-Mo-

dul und die Spannungs-Dehnungs-Linie aus impulsartiger Belastung wurden an den eingeschnürten Prismen in Abbildung 7.9 a) und b) der Abmessungen $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$ bestimmt.

7.5 Versuchsprogramm

Das experimentelle Programm wird darauf ausgerichtet, für unterschiedliche Betonfestigkeitsklassen – speziell hochfester Betone – das dynamische Materialverhalten zu untersuchen. Großes Interesse wird hierbei auf die Entwicklung der Zugfestigkeitssteigerung in Verbindung mit der einwirkenden Dehnrage gelegt.

Nach Tabelle 2, Abschnitt 2.3 entsteht in den überwiegenden dynamischen Einwirkungen auf Bauwerke eine Dehngeschwindigkeit von 10^{-2} s^{-1} bis 10^1 s^{-1} . Weiterhin wird auch in diesem Bereich ähnlich wie beim Normalbeton mit einer rapiden Änderung der Zugfestigkeit und des Materialverhaltens gerechnet. Das Versuchsprogramm zielt darauf ab, Versuchsergebnisse genau in diesem Bereich der genannten Dehngeschwindigkeiten zu erhalten.

Einen weiteren veränderlichen Parameter stellt die Untersuchung an verschiedenen Betonen mit unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten dar. Um den Bezug zu bereits von anderen Autoren veröffentlichten Ergebnissen herzustellen, werden zu Anfang Untersuchungen an Normalbetonen durchgeführt. Nach der Verifizierung der eigenen Ergebnisse werden nachfolgend hochfeste Betone mit in die Untersuchung eingebunden. Tabelle 4 zeigt die so entstandene 3×3 -Matrix der zu betrachtenden Parameterkombinationen. Für eine statistische Absicherung der experimentellen Ergebnisse sind je Serie 6 Probekörper für die dynamischen und je 3 Probekörper für die quasi-statischen Untersuchungen vorgesehen.

Tabelle 4 Versuchsprogramm der dynamischen Zugversuche

	angestrebte Betondruckfestigkeit [N/mm ²]		
Dehngeschwindigkeit [s ⁻¹]	35	75	100
10^{-2}	V1	V2	V3
10^{-1}	V4	V5	V6
10^{-0}	V7	V8	V9
10^{-6} (statische Referenz)	V10	V11	V12

Für die fraktometrischen Untersuchungen werden die Bruchflächen aus den statischen und dynamischen Zugversuchen herangezogen. Da die optischen Messungen einen sehr hohen Aufwand erfordern, muss der Umfang der Studie im Vergleich zu den Festigkeitsuntersuchungen deutlich reduziert werden. Die Untersuchungen berücksichtigen dennoch alle wesentlichen Parameter für eine ausreichende Analyse. Für jede Parameterkombination werden je 4 Bruchflächen mit dem in Abschnitt 7.3 vorgestellten Laser-Scanning-Mikroskop gemessen. Tabelle 5 gibt einen Überblick über das gesamte Untersuchungsprogramm der betrachteten Bruchflächen.

Tabelle 5 Übersicht der Experimente mit einer zusätzlichen Oberflächenanalyse

Würfeldruckfestigkeit [N/mm]	Dehngeschwindigkeit [s^{-1}]
34,5	5,8
34,5	$< 1 \cdot 10^{-6}$ (quasi-statisch)
75,7	2,0
75,7	$< 1 \cdot 10^{-6}$ (quasi-statisch)
106,5	1,2
106,5	$< 1 \cdot 10^{-6}$ (quasi-statisch)

Die Auswirkung der Dehngeschwindigkeit auf die Beschaffenheit der Bruchfläche wurde aus dem Vergleich zwischen verschieden schnell belasteten Betonprobekörpern gleicher Betonwürfeldruckfestigkeit ermittelt. Hierzu wurden Bruchflächen herangezogen, die jeweils als Belastungsgeschichte eine Dehngeschwindigkeit von über $1,0 s^{-1}$ (dynamische Belastung) und unter $10^{-6} s^{-1}$ (quasi-statische Belastung) aufwiesen. Die gewonnenen Messwerte der Oberflächen aus dynamischer Belastung wurden den Oberflächenformen aus der quasi-statischen Belastung gegenübergestellt. Gleichzeitig zur Auswirkung der Dehngeschwindigkeit wurde der Einfluss der Betonfestigkeitsklasse auf die Oberflächenbeschaffenheit untersucht.

8. Ergebnisse

8.1 Voruntersuchungen zum Impuls

Der erste Schritt zur Untersuchung von Betonproben unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten ist die Entwicklung des Kraftimpulses zur Belastung der Probe. Durch Umstellung der Gleichung (2.2-2) aus Abschnitt 2.2 entsteht bei einem allgemeinen Stoß, bei dem ein Körper eine Anfangsgeschwindigkeit $v_2=0$ besitzt, eine Bestimmungsgleichung für $F_i(t)$, siehe Gl. (8.1-1).

$$F_i(t) = \frac{d}{dt}(m_1 \cdot v_1) \quad (8.1-1)$$

Das Fallgewicht der Masse m_1 und die am Aufschlagpunkt vorhandene Geschwindigkeit v_1 erzeugen durch den Aufschlag in der Zeit dt eine Kraft $F_i(t)$.

Somit genügt für die Generierung eines elastischen harten Stoßes (vgl. Abbildung 2.3, Abschnitt 2.2), bei welchem die Berührungszeit sehr gering ist und damit ein großer Zeitgradient vorliegt, lediglich eine geringe Fallmasse. Abbildung 8.1 zeigt zusammen mit Gl. (8.1-2), dass sich bei einem elastischen Stoß infolge der Rückprallgeschwindigkeit zusätzliche Anteile zum Kraftimpuls addieren. Dagegen wird bei einem plastischen Stoß die vorhandene kinetische Energie am Aufschlagpunkt in Wärme umgewandelt und steht daher nicht als Impulsanteil zur Verfügung.

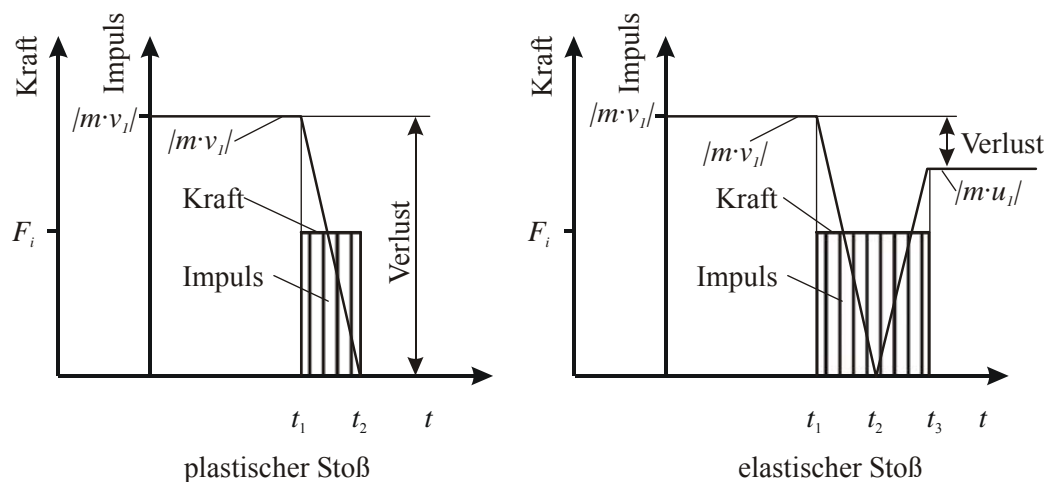


Abbildung 8.1 Reaktionskraft für einen plastischen und elastischen Stoßvorgang

$$(m \cdot v) \Big|_{t_1}^{t_2} < (m \cdot v) \Big|_{t_1}^{t_3} \quad (8.1-2)$$

Die Form des Kraft-Zeit-Verlaufes ist demnach abhängig von der Verwendung unterschiedlicher Fallgewichte, Fallhöhen und Kontaktmaterialien am Aufschlagort der Fallmasse (vgl. Abschnitt. 7.2). Abbildung 8.2 zeigt dazu drei charakteristische Kraft-Zeit-Funktionen, die durch unterschiedliche Modifikationen des Stoßvorgangs erzielt werden.

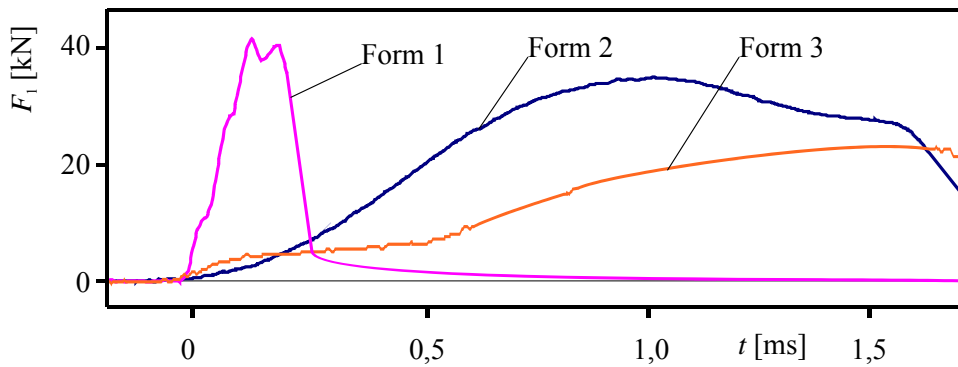


Abbildung 8.2 Formen unterschiedlicher Kraft-Zeit-Funktionen infolge verschiedener Kontaktmaterialien

Die Form 1 der Stoßkraft entsteht, wenn eine vergleichsweise geringe Masse mit hoher Geschwindigkeit direkt auf die Stahlschelle auftrifft (vgl. Abschnitt 7.2). Dagegen werden die Formen 2 und 3 durch zusätzliche Verwendung eines plastischen Kontaktmaterials am Aufschlagpunkt erzeugt. Infolge der längeren Berührungs- und Abbremszeit der Fallmasse während des Stoßvorgangs ist in diesen Fällen die 1. Ableitung der Geschwindigkeit nach der Zeit geringer. Demzufolge muss zur Generierung der gleichen Maximalkraft bei gleicher Fallhöhe und gleicher Endgeschwindigkeit nach Gl. (8.1-1) das Gewicht der Fallmasse vergrößert werden.

8.2 Angaben zur Dehngeschwindigkeit

Die Ausführungen in Abschnitt 2.4 zeigten bereits, dass die Dehngeschwindigkeit als erste Ableitung der Dehnung nach der Zeit während einer dynamischen Belastung nicht zwingend konstant bleibt. In CURBACH [18] wurden verschiedene Memory-Effekte während einer schnellen Belastung erläutert. Es wurde gezeigt, dass bei Beton die Materialeigenschaften nicht nur von der aktuellen Beanspruchung zum betrachteten Zeitpunkt abhängen, sondern auch von der Belastungsgeschichte. Um dieses *Erinnerungsvermögen* weitgehend auszuschließen, wurde die angegebene Dehngeschwindigkeit in dieser Arbeit nicht als Maximum der Ableitung der Dehnung nach der Zeit betrachtet, sondern als Quotient des Dehnungsunterschiedes zwischen Beginn der Belastung und Bruch der Probe und der bis dahin verstrichenen Zeit. Diese Verwendung des Sekantenanstieges erfasst zwar auch nicht den Memory-Effekt, vermindert aber nach Ansicht des Verfassers dessen Auswirkung auf die Versuchsergebnisse. Die Angabe der so ermittelten mittleren Dehngeschwindigkeit ist in Abbildung 8.3 erläutert.

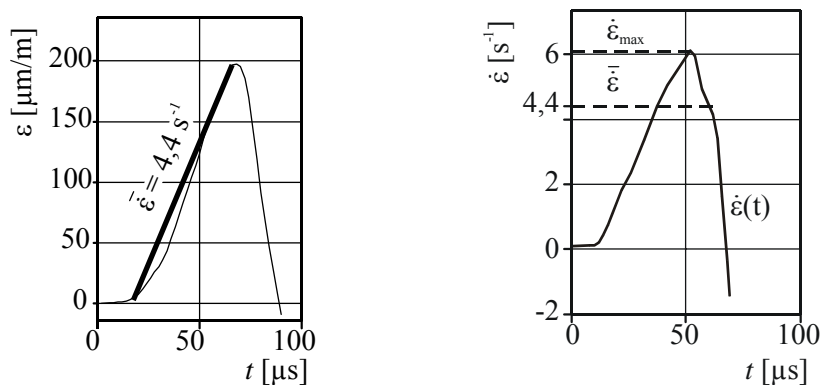


Abbildung 8.3 Definition der angegebenen mittleren Dehngeschwindigkeit

Eine gemessene Zugfestigkeit wird nicht der maximalen Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon}_{\max} = 6,0 \text{ s}^{-1}$ zugeordnet, sondern der angenommenen konstanten Dehngeschwindigkeit $\bar{\varepsilon} = 4,4 \text{ s}^{-1}$, bei welcher dann kein Memory-Effekt betrachtet wird. Diese ergibt sich aus dem konstanten Anstieg der Dehnungs-Zeit-Funktion vom Beginn der Belastung bis zum Maximalwert (Abbildung 8.3 links).

8.3 Untersuchungen der Maximalspannung

In diesem Kapitel sollen die gemessenen Auflagerkräfte bzw. Aufhängekräfte oberhalb der Probe dargestellt werden. Dabei wird besonders auf die auftretende Maximalkraft während des Stoßvorganges, abhängig von verschiedenen Betonklassen und Belastungsgeschwindigkeiten, eingegangen. Wie im Versuchsaufbau in Abbildung 7.2 zu sehen ist, befindet sich oberhalb der Zugprobe eine weitere Kraftmesseinrichtung zur Ermittlung dieser Aufhängekräfte während des Stoßvorgangs.

Bereits vor dem eigentlichen Kraftimpuls wird die hängende Probe durch ihr Eigengewicht sowie das Gewicht der Stahlstange und der angeklemmten Schelle belastet. Tabelle 6 zeigt dazu die Auflistung der Masseanteile. Diese Gewichtskraft ist infolge der unterschiedlichen Prüfkörper (vgl. Abschnitt 7.4) nicht konstant.

Tabelle 6 Permanente Belastung der Probe durch Eigengewicht

Einzelteil	Prüfkörper	Zugstempel	Stahlstange	Schelle	Gesamt	Spannung im Versuchskörper
Belastung	6 kg (50 × 100 mm ²)	2,7 kg	9,8 kg	3,9 kg	22,4 kg ≙ 224 N	0,045 N/mm ²
	3 kg (50 × 50 mm ²)	0,4 kg			17,1 kg ≙ 171 N	0,068 N/mm ²

Die Eintragung unterschiedlicher Kraftimpulse erfolgt, wie in Abschnitt 8.1 beschrieben, durch Modifikation der Kontaktfläche zwischen Fallmasse und Schelle sowie mittels variabler Fallhöhe und Fallmasse. Die daraus resultierende Belastung für den Beton wird mit der durchschnittlichen Dehngeschwindigkeit des Materials beschrieben. Üblicherweise wird für die Beurteilung der Materialänderung im dynamischen Lastfall das Verhältnis der dynamischen Maximalspannung zur statischen Maximalspannung $f_{ct,dyn} / f_{ct,stat}$ verwendet. Abbildung 8.4 zeigt die ermittelten Ergebnisse aus allen Versuchen mit Betonen unterschiedlicher Würfeldruckfestigkeit.

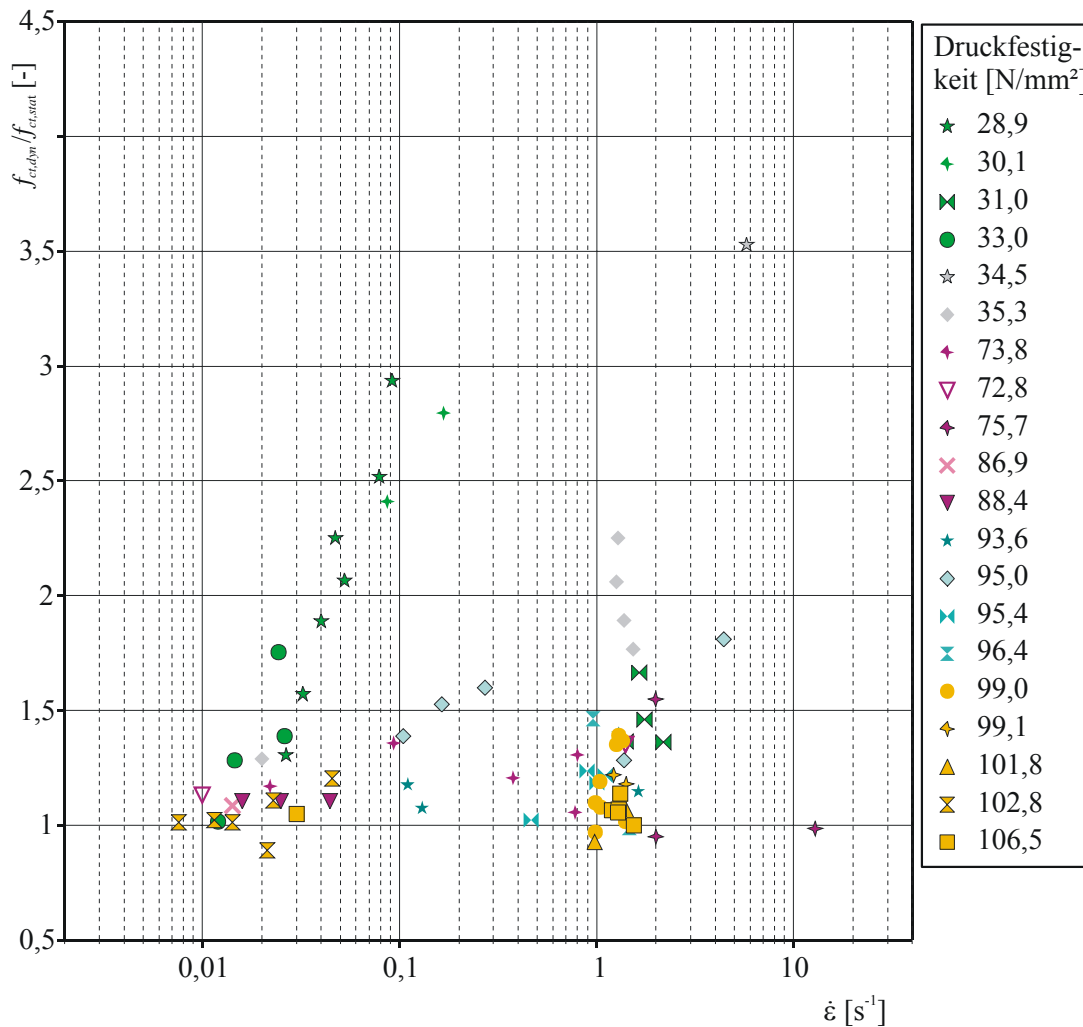


Abbildung 8.4 Gemessenes Maximalspannungsverhältnis in Abhängigkeit von Dehngeschwindigkeit und Betondruckfestigkeit

Wie bereits genannt, sind diese Ergebnisse lediglich das Verhältnis der maximalen Reaktionskräfte oberhalb der Probe während des Belastungsvorganges im statischen und dynamischen Versuch. Im statischen Lastfall kann diese Kraft unter Berücksichtigung des Gegengewichtes der Probe und diverser Anbauteile des Versuchsstandes direkt in die vorhandene Normalspannung in dem Prüfkörper umgerechnet werden. Im Allgemeinen ist daher eine Spannungsermittlung nach Gl. (8.3-1) für einen statischen Versuch zutreffend.

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{\text{Längszugkraft}}{\text{Querschnitt der betrachteten Stelle}} \quad (8.3-1)$$

Während eines Stoßvorgangs trifft diese Beziehung nicht mehr unbedingt zu. Der Kräfteverlauf entlang der Probe ist im Gegensatz zu einer statischen Untersuchung nicht konstant, da zusätzlich zur äußeren Belastung Massenträgheitskräfte innerhalb der Probe und der Versuchsanbauteile aufgrund der schnellen Bewegung aktiviert werden. Das Problem besteht darin, die vorhandene Längszugkraft an der betrachteten Stelle zu ermitteln. Aus diesem Grund soll im Folgenden untersucht werden, wie sich diese zusätzlichen Massenträgheitskräfte auf den Kräfteverlauf im Probekörper auswirken. Hierfür wird ein Punktmasse-Schwinger-System verwendet. Für eine Untersuchung der Kräfteverhältnisse sowohl im Versuchskörper als auch oberhalb und unterhalb der Probe wird das folgende Näherungsmodell ausreichend sein.

8.4 Betrachtung des Versuchsaufbaus als Massenschwinger

8.4.1 Allgemeines

Das einfachste schwingende System ist ein Einmassenschwinger, wie in Abbildung 8.5 gezeigt. Die dynamische Gleichgewichtsbedingung für ein lineares Einschwingersystem wird im Allgemeinen nach Gl. (8.4-1) angegeben.

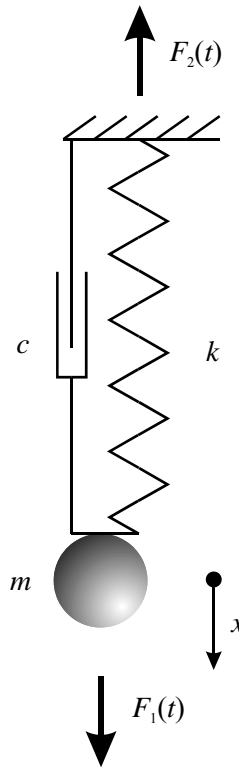


Abbildung 8.5 Allgemeiner Einmassenschwinger

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = F_1(t) \quad (8.4-1)$$

Dabei sind

m	die Masse des schwingenden Körpers,
c	die Viskosität eines Dämpfers,
k	die lineare Federkonstante,
$F_1(t)$	Kraft-Zeit-Funktion der äußeren Belastung,
x, \dot{x}, \ddot{x}	der Weg der Masse und deren Ableitungen nach der Zeit und
$F_2(t)$	die Reaktionskraft, wobei gilt: $F_2(t) = c \cdot \dot{x} + k \cdot x$.

Für eine ungedämpfte Schwingung ($c = 0$) ist die Eigenkreisfrequenz nach Gl. (8.4-2) zu bestimmen.

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (8.4-2)$$

Die dazugehörige Ort-Zeit-Funktion ist in Gl. (8.4-3) angegeben.

$$x(t) = x_0 \cdot \cos(\omega \cdot t) \quad (8.4-3)$$

Dabei ist

x_0 die Anfangsauslenkung der Masse.

Diese Beziehungen gelten jedoch nur für den idealen Einmassenschwinger mit konstanter Masse und Federsteifigkeit. Eine ideale Feder kann lediglich ein homogenes Material mit einem konstanten E-Modul E und dem Querschnitt A sowie einer bestimmten Länge l_k beschreiben. Die Beziehung dafür zeigt Gl. (8.4-4).

$$k = \frac{E \cdot A}{l_k} \quad (8.4-4)$$

Für die dynamische Beschreibung von Beton ist hier die Annahme eines konstanten E-Moduls nicht mehr ausreichend. Die Federkraft ist in diesem Fall nicht mehr linear zu ihrer Auslenkung. Für eine realistischere Darstellung der Feder darf der Koeffizient der Federsteifigkeit folglich nicht mehr als konstant angenommen werden.

8.4.2 Betrachtung als Einmassensystem mit nichtlinearer Federkennlinie

Das dynamische System wird in Abbildung 8.6 zu einem nichtlinearen Einmassenschwinger erweitert.

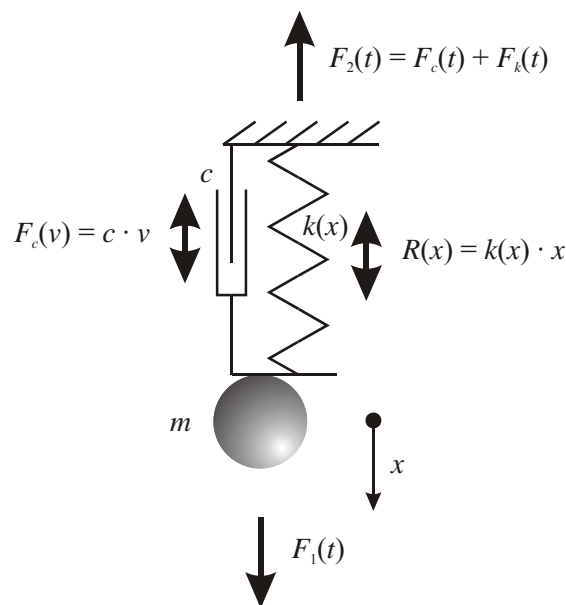


Abbildung 8.6 Nichtlinearer Schwinger

Dabei ist

$k(x)$ die nichtlineare Federsteifigkeit.

Die Bewegungsgleichung eines solchen Systems muss nun allgemeiner geschrieben werden. In Gl. (8.4-5) wird die Reaktionskraft der nichtlinearen Feder als $R(x)$ bezeichnet.

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + R(x) = F_1(t) \quad (8.4-5)$$

Unter vorläufiger Vernachlässigung des Dämpfungsterms erhält man Gl. (8.4-6).

$$m \cdot \ddot{x} + R(x) = F_1(t) \quad (8.4-6)$$

Unter der Vernachlässigung des Nachbruchverhaltens von Beton, also des abfallenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Beziehung, wird dem Beton näherungsweise eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie zugewiesen, siehe Abbildung 8.7 a), was auch bei der Entwicklung der Reaktionskraft zu berücksichtigen ist. Eine typische Reaktionskraftlinie und plastische Verschiebungslinie für eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie sind in Abbildung 8.7 b) und c) zu sehen.

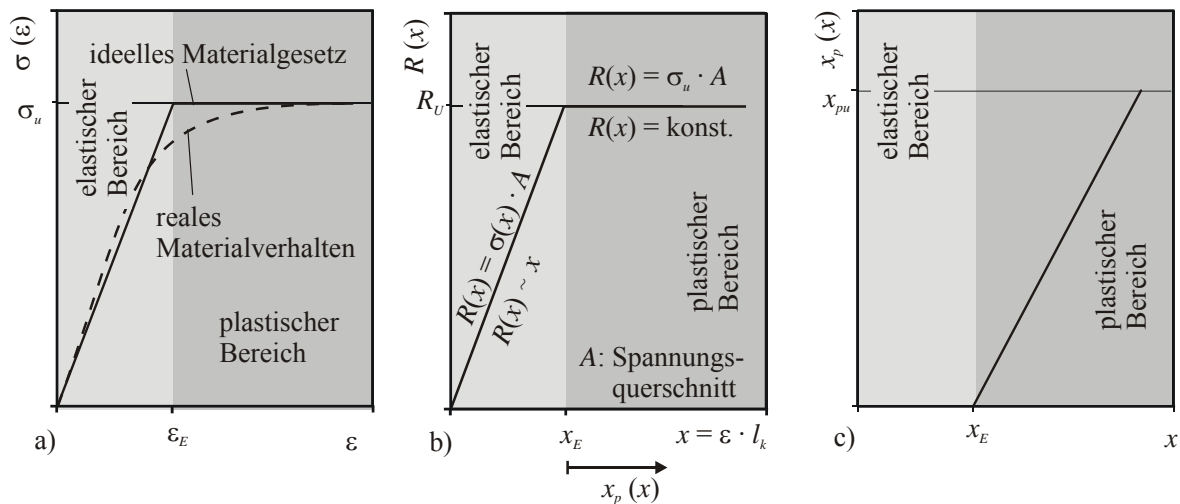


Abbildung 8.7 a) bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie,
b) daraus folgender Reaktionskraftverlauf und
c) Verlauf der plastischen Verformung

In Abbildung 8.7 b) ist zu erkennen, dass bei einem bilinearen Reaktionskraftverlauf die Reaktionskraft nach oben auf R_U beschränkt ist. Somit fällt für $x > x_E$ in Gl. (8.4-6) dieser Summand als Konstante auf die rechte Seite der Gleichung (Gl. (8.4-7)). Dieser Fall kann beispielsweise bei $F_1(t) > R_U / 2$ eintreten.

$$m \cdot \ddot{x} = F_1(t) - R_U \quad (8.4-7)$$

Demnach kann für diesen Fall nur noch der Anteil der Massebeschleunigung ($m \cdot \ddot{x}$) für die Aufnahme der Kraft $F_1(t)$ herangezogen werden. Das heißt, die Masse beschleunigt sich bei anhaltender großer Kraft. Ist die einwirkende Kraft $F_1(t)$ jedoch kleiner als R_U , dann wird selbst nach dem Übergang zur plastischen Verformung der Term $F_1(t) - R_U$ negativ. Das bedeutet, die Masse mit der aktuellen Geschwindigkeit $\dot{x}(t)$ führt ab jetzt eine verzögerte Bewegung bis zum Stillstand aus. Abbildung 8.8 zeigt dazu die graphischen Darstellungen.

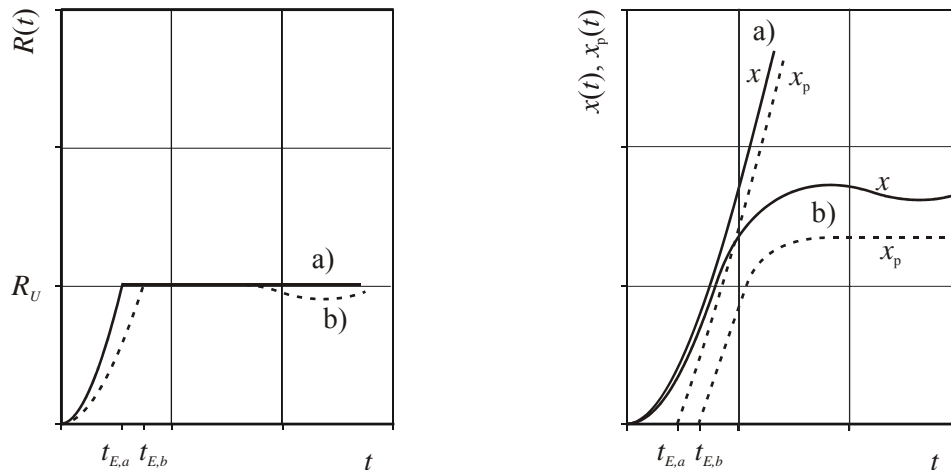


Abbildung 8.8 Zeitverlauf der Reaktionskraft und des Weges für einen ruhenden Einmassenschwinger, der bei $t = 0$ mit $F_1(t) = \text{konstant}$ belastet wird
a) $F_1(t) > R_U$ und b) $F_1(t) < R_U$

Ist eine angreifende Kraft $F_1(t)$ größer als die maximale Reaktionskraft R_U aus der Feder, so führt dies zum Versagen des Systems. Tritt allerdings die hohe Kraft nur kurzzeitig auf, führt die durch die Plastizität der Feder aufgenommene Energie zu Vermeidung des Bruches des Materials. Abbildung 8.9 zeigt diesen Effekt.

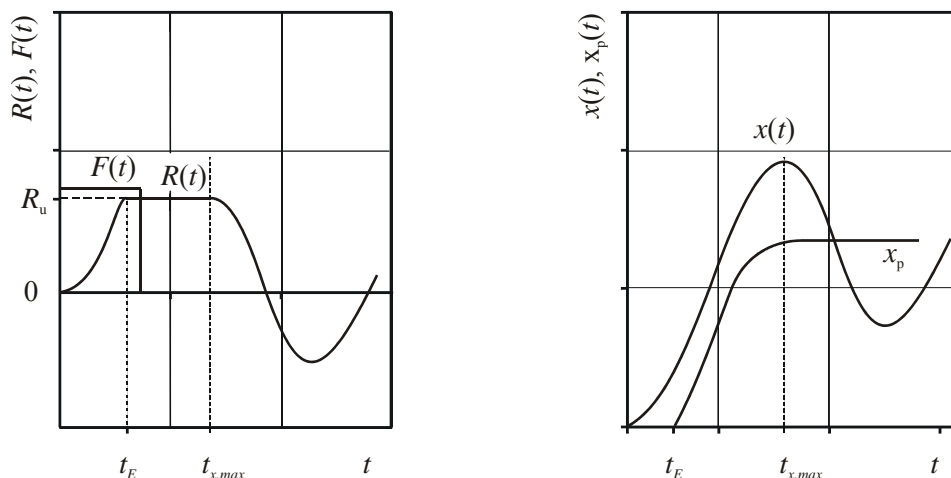


Abbildung 8.9 Zeitverlauf der Reaktionskraft und des Weges für einen ruhenden Einmassenschwinger, der bei $t = 0$ mit einer kurzzeitigen Kraft $F > R_U$ belastet wird

Hier wird deutlich, dass durch dieses System eine kurzzeitige Kraft, die größer ist als die maximale Widerstandskraft des Systems ist, zu keinem Versagen führt. Zwar steigt die Verformungsgeschwindigkeit während der Belastung stetig an, nach dem Wegfall der Kraft schwingt sich dann jedoch die Masse um die bis dahin entstandene plastische Verformung ein.

Zusammenfassend lässt sich an diesem Beispiel zeigen, dass bei einer zeitlich begrenzten Last gegebenenfalls das System einen höheren Widerstand zeigt als bei statischer Beanspruchung. Hierbei sind noch keine Veränderungen der Materialeigenschaften des Werkstoffes infolge einer hohen Belastungsgeschwindigkeit berücksichtigt. Die hier gezeigte Widerstandserhö-

hung bei einem Kraftimpuls folgt ausschließlich aus der Antwortreaktion eines nichtlinearen Federschwingers.

8.4.3 Übertragung auf den verwendeten Versuchsaufbau

Der Versuchskörper kann in guter Näherung wie in Abbildung 8.10 beschrieben werden.

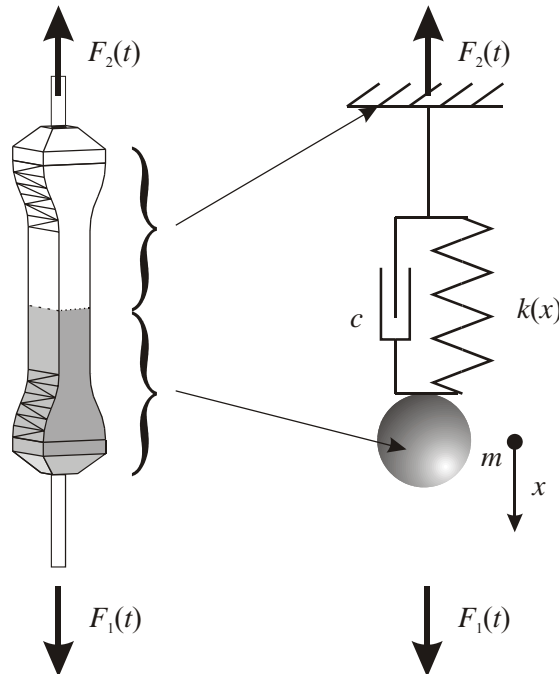


Abbildung 8.10 Idealisierung des Versuchsaufbaus als Einmassenschwingersystem

Für den ersten Schritt der Untersuchung wird die statische Spannungs-Dehnungs-Linie eines Normalbetons zur Bestimmung der Federkonstante herangezogen. Abbildung 8.11 zeigt die gemessene und die bilinear angenäherte Spannungs-Dehnungs-Linie für einen Beton der mittleren Würfeldruckfestigkeit von $f_c = 33,0 \text{ N/mm}^2$.

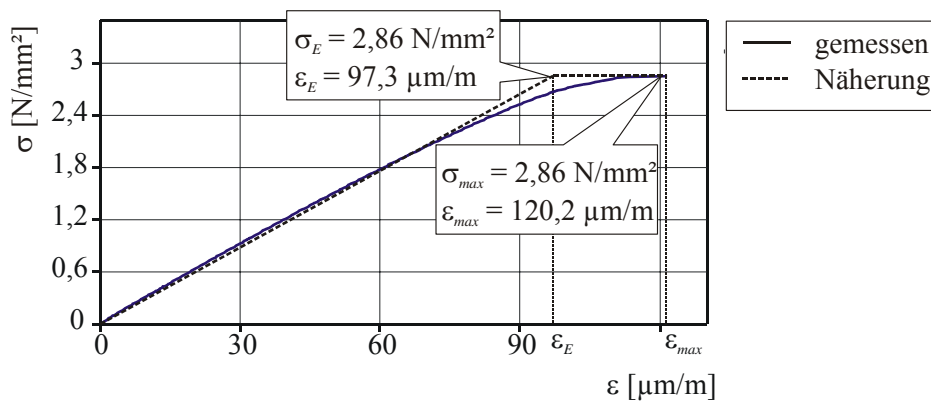


Abbildung 8.11 Approximation der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Linie

Die Querschnittsfläche der gezogenen Probe beträgt $A = 100 \times 49 \text{ mm}^2$, die Länge des verjüngten Querschnitts $l_k = 206 \text{ mm}$. Somit ergibt sich die Federkonstante für den linearen Bereich, ausgehend von Gl. (8.4-4) zu:

$$k = \frac{E \cdot A}{l_k} = \frac{\sigma_E \cdot A}{\varepsilon_E \cdot l_k} = \frac{2,86 \cdot 4900}{97 \cdot 10^{-6} \cdot 206} = 701300 \text{ N/mm} = 7,013 \cdot 10^8 \text{ N/m} \quad (8.4-8)$$

Als Masse m des Einmassenschwingers (siehe Abbildung 8.10) werden der untere halbe Probekörper und der aufgeklebte Zugstempel aus Stahl angenommen. Der Wert beträgt 5,7 kg.

Die Kraft-Zeit-Funktion der äußeren dynamischen Belastung für diesen Beton ist in Abbildung 8.12 dargestellt und wird durch eine trilineare Funktion angenähert.

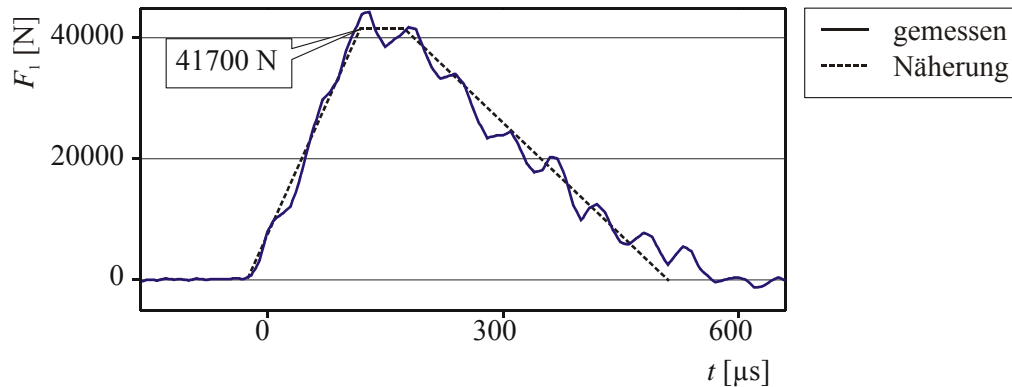


Abbildung 8.12 Approximation der Impulskraft

Für die Bestimmung der Antwortreaktion wird die Impulskraft in *drei* unterschiedliche Abschnitte unterteilt. Im ersten Teil steigt die Kraft stetig bis zu einem Maximalwert an, danach bleibt sie auf einem konstanten Niveau und im letzten Abschnitt fällt sie wieder auf den Wert *Null* ab. Für diese Krafteinwirkung lässt sich nun mit den gegebenen Parametern des Einmassenschwingers die Antwortreaktion dieses Systems ermitteln.

Infolge dieser Approximation soll es jetzt möglich sein, Zeitverläufe von Kräften und Verschiebungen zu erhalten. Wie jedoch bereits beschrieben, handelt es sich bei diesem Modell lediglich um die Annäherung an das Verhalten eines einzelnen Probekörpers unter dynamischer Belastung. Für eine Beurteilung des dynamischen Verhaltens während des gesamten Versuchs müssen dazu die dynamischen Eigenschaften des Versuchsstandes in das Modell integriert werden.

Für eine vollständige dynamische Beschreibung des Stoß- und Reaktionsvorgangs des untersuchten Probekörpers ist unter Einbeziehung des Versuchsaufbaus das dynamische System auf einen Zweimassenschwinger, wie in Abbildung 8.13 gezeigt, zu erweitern.

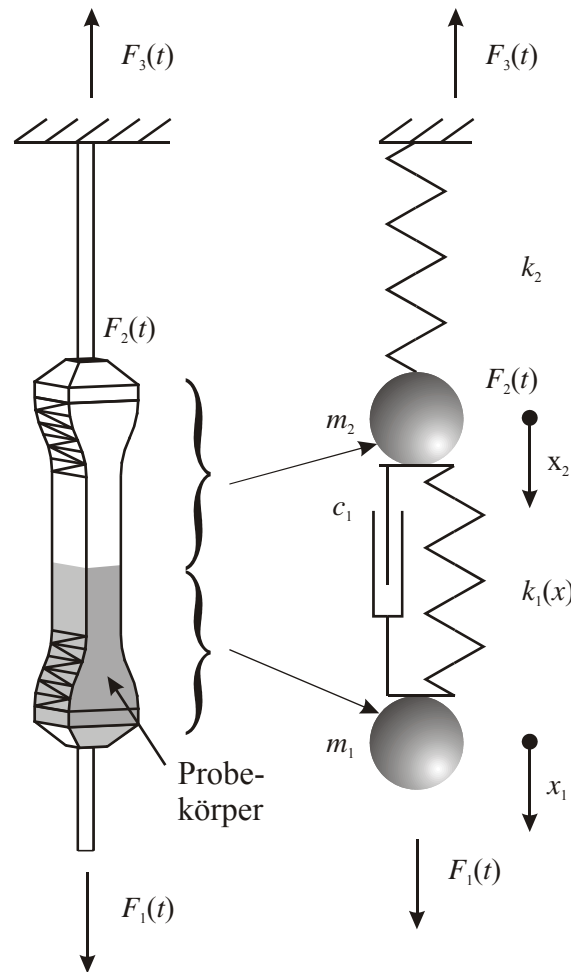


Abbildung 8.13 Erweiterung des dynamischen Systems

Mit diesem erweiterten Modell können somit die Schnittgrößen und die Verformungen aus der gesamten Antwortreaktion von Probe und Prüfstand rechnerisch am Zweimassenmodell bestimmt werden. Durch das zweite Schwingerelement werden die Materialparameter der Aufhängeeinrichtung berücksichtigt. Die Aufhängung besteht aus dem Material Stahl und wird infolge des Kraftimpulses lediglich elastisch beansprucht. Stahl hat in diesem Bereich nur eine geringe Dämpfung, somit darf für diesen Teil des Zweimassenschwingers auf die Implizierung des viskosen Dämpfers in guter Näherung verzichtet werden. Weiterhin wird hier von einer linearen Federkennlinie infolge der ausschließlich elastischen Belastung der Stahlzugstange ausgegangen. Die lineare Federkonstante wiederum ergibt sich aus der Elastizität der Zugstange oberhalb der Probe, ausgehend von Gl. (8.4-4) zu:

$$k_2 = \frac{E \cdot A}{l} = \frac{210000 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 21^2\right)}{410} = 177404 \text{ N/mm} = 1,77 \cdot 10^8 \text{ N/m} \quad (8.4-9)$$

Mit diesem System kann im Folgenden gezeigt werden, dass die maximal gemessene Kraft oberhalb und unterhalb der Probe in Größenordnungen von der tatsächlichen, maximal angreifenden Kraft der Betonprobe abweicht. Demzufolge muss die tatsächlich an der Probe angreifende Kraft durch eine Antwortanalyse am gesamten Zweischwingersystem ermittelt werden. Im nächsten Abschnitt wird ein explizites Rechenverfahren vorgestellt, welches für die Berechnung Anwendung fand.

8.4.4 Ermittlung der Antwortreaktion

Die Berechnung des Antwortverhaltens infolge der Impulsbelastung erfolgte mit dem Computeralgebrasystem MAPLE® unter Verwendung der gegebenen Kenngrößen und Parameter. Der Quelltext dazu ist in Anlage 1 dargestellt. Die Grundzüge des Rechenalgorithmus wurden aus HÄUBLER-COMBE [49] übernommen. Im Folgenden soll eine kurze Erläuterung zu diesem Rechenbeispiel gegeben werden.

Die gemessene Impulsbelastung wird durch eine mathematische Zeit-Funktion angenähert. Das Schwingersystem gerät infolge der äußeren Belastung in Schwingung und zeigt eine Antwortreaktion. Grundlage der Berechnung der Antwortreaktion ist das explizite Zeitintegrationsverfahren der zentralen Differenzen nach ZIENKIEWICZ / TAYLOR [129], das rekursiv durch bekannte Systemparameter der Vergangenheit Verschiebungen für diskrete Zeitpunkte ermittelt. Unter der Voraussetzung, dass Verschiebung und Geschwindigkeit für einen Zeitschritt konstant sind, lässt sich im nächsten Zeitschritt die Verschiebung und Geschwindigkeit ermitteln. Da die Art der Antwort naturgemäß von den ermittelten Materialkennwerten des Systems abhängig ist, führt der Vergleich mit der realen Antwortkraft zur Bestimmung der einzigen Unbekannten, der Steifigkeit des Betons im dynamischen Lastfall. Gl. (8.4-10) zeigt den Kern des Rechenalgorithmus.

$$u_{i+1} = \Delta t^2 \cdot M^{-1} \left[F_i - R_i + \left(\frac{2}{\Delta t^2} \cdot M - \frac{1}{\Delta t} \cdot C \right) \cdot u_i - \left(\frac{1}{\Delta t^2} \cdot M - \frac{1}{\Delta t} \cdot C \right) \cdot u_{i-1} \right] \quad (8.4-10)$$

dabei sind

M	Massenmatrix des schwingenden Systems,
C	Dämpfungsmatrix,
R_i	Vektor der nichtlinearen inneren Widerstände,
F_i	Kraftvektor,
Δt	Zeitschritt zwischen den Berechnungsintervallen,
u_i, u_{i-1}	aktueller bzw. vorangegangener Verschiebungsvektor und
u_{i+1}	neu zu berechnender Verschiebungsvektor.

Diese explizite Zeitintegration ist nur bedingt stabil. Die Schrittweite Δt hängt von der maximal zu analysierenden Kreisfrequenz $\omega_{e,\max}$ ab. Gl. (8.4-11) zeigt die Anforderung an die Größe des verwendeten Zeitschrittes.

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{e,\max}} \quad (8.4-11)$$

Die gewählte Zeitschrittweite für die folgende Berechnung beträgt $\Delta t = 2 \cdot 10^{-6} \text{ s}$ und erfüllt mit einer zu erwarteten Kreisfrequenz von ca. $\omega_e \approx 16\,000 \text{ s}^{-1}$ problemlos das Kriterium nach Gl. (8.4-11).

8.4.5 Ergebnisse der Analyse

In den nachfolgenden Diagrammen in Abbildung 8.14 und Abbildung 8.15 sind die jeweiligen Antwortreaktionen der Schwingungsanalyse am Zweimassenschwinger dargestellt. Der Kurvenverlauf der Erregerkraft $F_1(t)$ (Abbildung 8.14) entspricht einem gemessenen Zeitverlauf aus der experimentellen Untersuchung. Der Zeitverlauf der Antwortkraft $F_3(t)$ und der Reaktionskraft $F_2(t)$ ergibt sich aus der Antwortreaktion des Zweimassenschwingersystems. Die Reaktionskraft selbst kann leicht mit Hilfe der Verschiebungsdifferenz $(x_1 - x_2)$ zwischen den Massen und der Federsteifigkeit $k_1(x)$ errechnet werden.

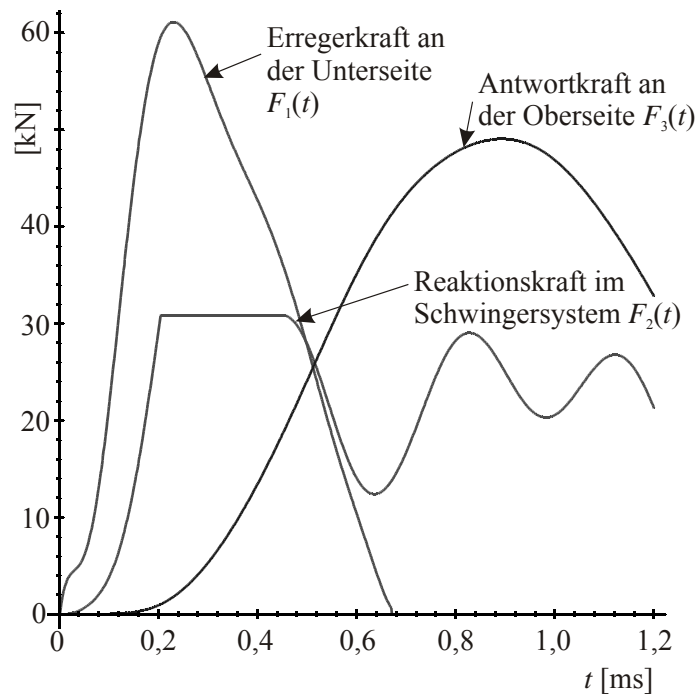


Abbildung 8.14 Kraft-Zeit-Funktionen am Zweimassenschwinger bei schneller Erregung

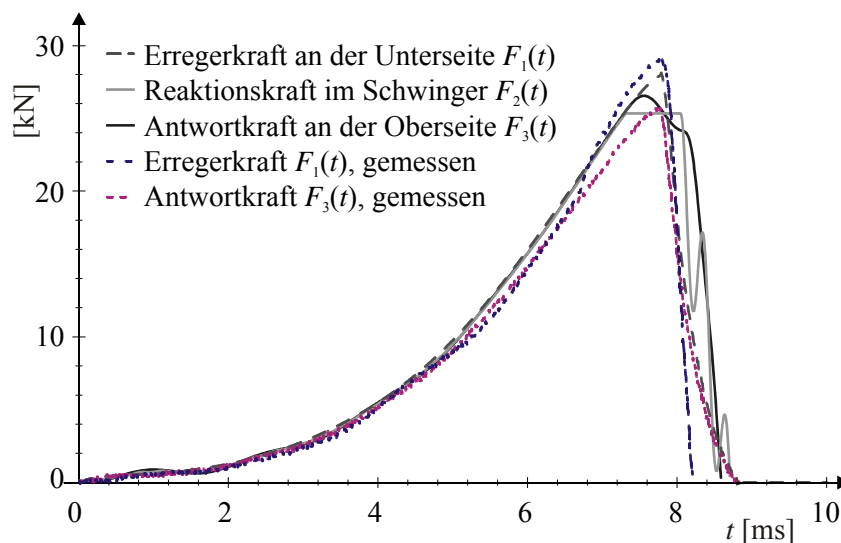


Abbildung 8.15 Kraft-Zeit-Funktionen am Zweimassenschwinger bei langsamer Erregung

Der Unterschied zwischen den beiden Systemen liegt in der Geschwindigkeit der Lastaufbringung. Im Fall einer schnellen Anregung des Zweimassenschwingers ist der Zeitverlauf der Antwortreaktion der Auflagerkraft zur Reaktionskraft im Schwinger stark versetzt und ist auch in Verlauf und Größenordnung stark abweichend. Im Gegensatz dazu ist der Zeitverlauf der Reaktionskraft und der Antwortkraft bei einer langsamen Erregung des Systems nahezu identisch. In diesem Fall kann sogar eine gemessene Antwortkraft $F_3(t)$ als Kontrolle der rechnerisch ermittelten Reaktionskraft $F_2(t)$ zum Beispiel aus der Berechnung mit Hilfe der Wellengleichung (vgl. Abschnitt 3.4.1) dienen. Da die Antwortkraft direkt gemessen werden

kann, ist es nach Auffassung des Verfassers in guter Näherung möglich, bei langsamer Bewegung sogar diesen Kraft-Zeit-Verlauf als repräsentativen Verlauf für die aufnehmbare Reaktionskraft des Probekörpers anzusetzen. Dies wiederum führt zu einer einfacheren Ermittlung der Materialeigenschaften des verwendeten Materials unter der gegebenen langsameren Belastung.

8.4.6 Auswirkungen auf die Ergebnisbeurteilung

Im Laufe der Untersuchungen wurde erkannt, dass gerade bei sehr geringen Belastungsgeschwindigkeiten die Bestimmung der Spannungen im Versuchskörper mit Hilfe der Aufstellung einer Wellengleichung (vgl. Abschnitt 3.4.1) an ihre Grenzen stößt. Infolge der geringen Länge der Probe ist es für langsame Beanspruchungssteigerungen nicht mehr möglich, den exakten Zeitverlauf der Zugwelle durch die Probe hindurch zu bestimmen. Der Verschiebungsunterschied zwischen den einzelnen Messpunkten A und B (vgl. Abschnitt 7.2, Abbildung 7.3) wird so gering, sodass zufällige Messfehler, wie z.B. Messrauschen, einen zu großen Einfluss auf die Messergebnisse ausüben.

Nach der genaueren Überprüfung der Antwortreaktion des Gesamtsystems können nach Ansicht des Verfassers für die Ermittlung des Kraft-Zeitverlaufs innerhalb der Probe die gemessenen Reaktionskräfte oberhalb der Probe bis zu einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ s}^{-1}$ verwendet werden. Diese Annahme erleichtert wesentlich die Untersuchung und die Bestimmung der Materialparameter für den Bereich $\dot{\epsilon} \leq 0,2 \text{ s}^{-1}$. Für die Beurteilung des Materialverhaltens oberhalb dieser Schranke wird die im Abschnitt 3.4 beschriebene, aufwendigere Methode zur Bestimmung der Wellengleichung verwendet.

Die Grenze von $\dot{\epsilon} \leq 0,2 \text{ s}^{-1}$ ergibt sich aus der Genauigkeit der verwendeten Messgeräte. Die Verschiebung der Messpunkte wird mit einem Datenrekorder (siehe Abschnitt 7.3) mit einer Messgenauigkeit von 12 Bit = 4096 Werten in einem Messbereich von $\pm 1 \text{ mm}$ digitalisiert. Es ist somit möglich, Verschiebungen bis zu $0,5 \text{ }\mu\text{m}$ zu erfassen, Gl (8.4-12).

$$\frac{2 \cdot 1 \text{ mm}}{2^{12}} = \frac{2 \text{ mm}}{4096} = 0,5 \text{ }\mu\text{m} / \text{Wert} \quad (8.4-12)$$

Eine Belastung bis zum Bruch mit einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ s}^{-1}$ dauert zirka $1000 \text{ }\mu\text{s}$. Der Zeitunterschied zwischen den Kontrastpunkten für die Verschiebungsmessung beträgt zirka $30 \text{ }\mu\text{s}$, berechnet aus der mittleren Wellengeschwindigkeit von Beton ($\approx 4000 \text{ m/s}$) und dem mittleren Abstand der Kontrastpunkte von 12 cm . Folglich beträgt der Versatz der beiden Verschiebungsbewegungen der Kontrastpunkte (siehe Abbildung 7.2) lediglich $6 \text{ }\mu\text{m}$ (Abbildung 8.16) und entspricht 12 Digitalisierungsstufen der Genauigkeit von $0,5 \text{ }\mu\text{m}$ und demzufolge einem zufälligen Messfehler von 8% . Kleinere Dehngeschwindigkeiten führen zu geringeren Messwertabständen und zu einer ungenaueren Messwertauflösung, was nicht mehr vernachlässigt werden kann.

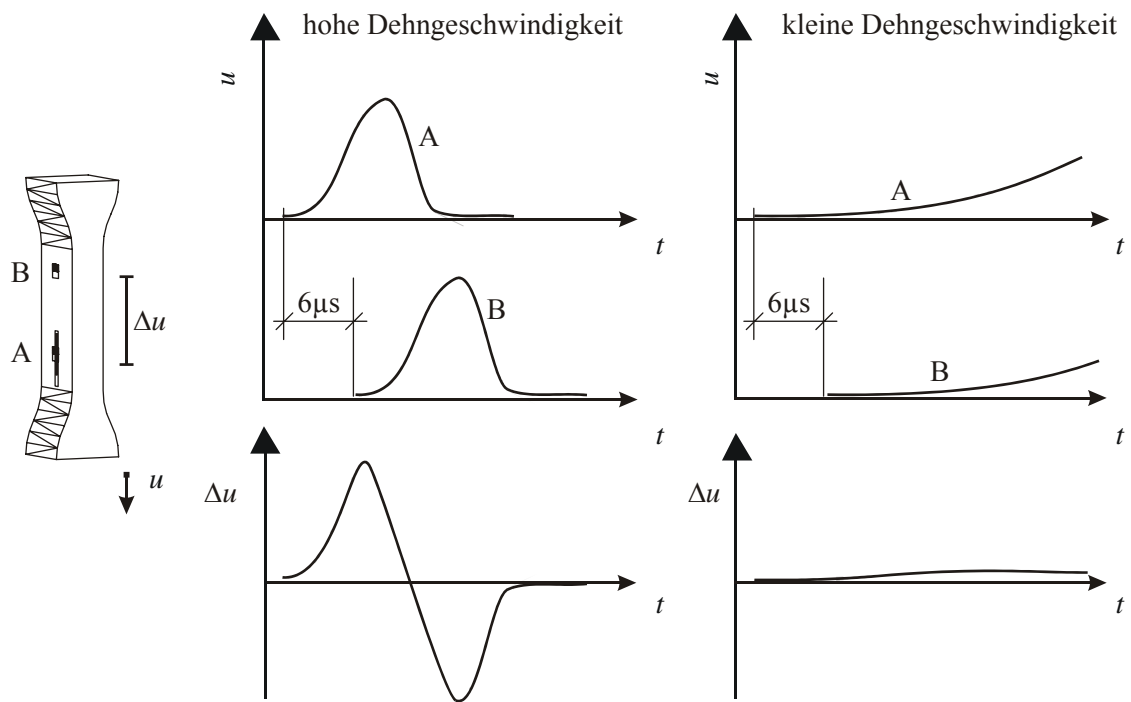


Abbildung 8.16 Große Fehleranfälligkeit einer zu geringen Messgröße Δu bei kleinen Dehngeschwindigkeiten

Die gewonnenen Erkenntnisse über dynamische Zugfestigkeiten von Beton werden in Abbildung 8.17 im Vergleich zu Daten aus der Literatur gezeigt. In dieser Übersicht sind auf der Ordinate die Steigerung der Zugfestigkeit gegenüber einer statischen Beanspruchung, auf der Abszisse die Dehngeschwindigkeit und in der Legende die Würfeldruckfestigkeit der jeweiligen Probe dargestellt.

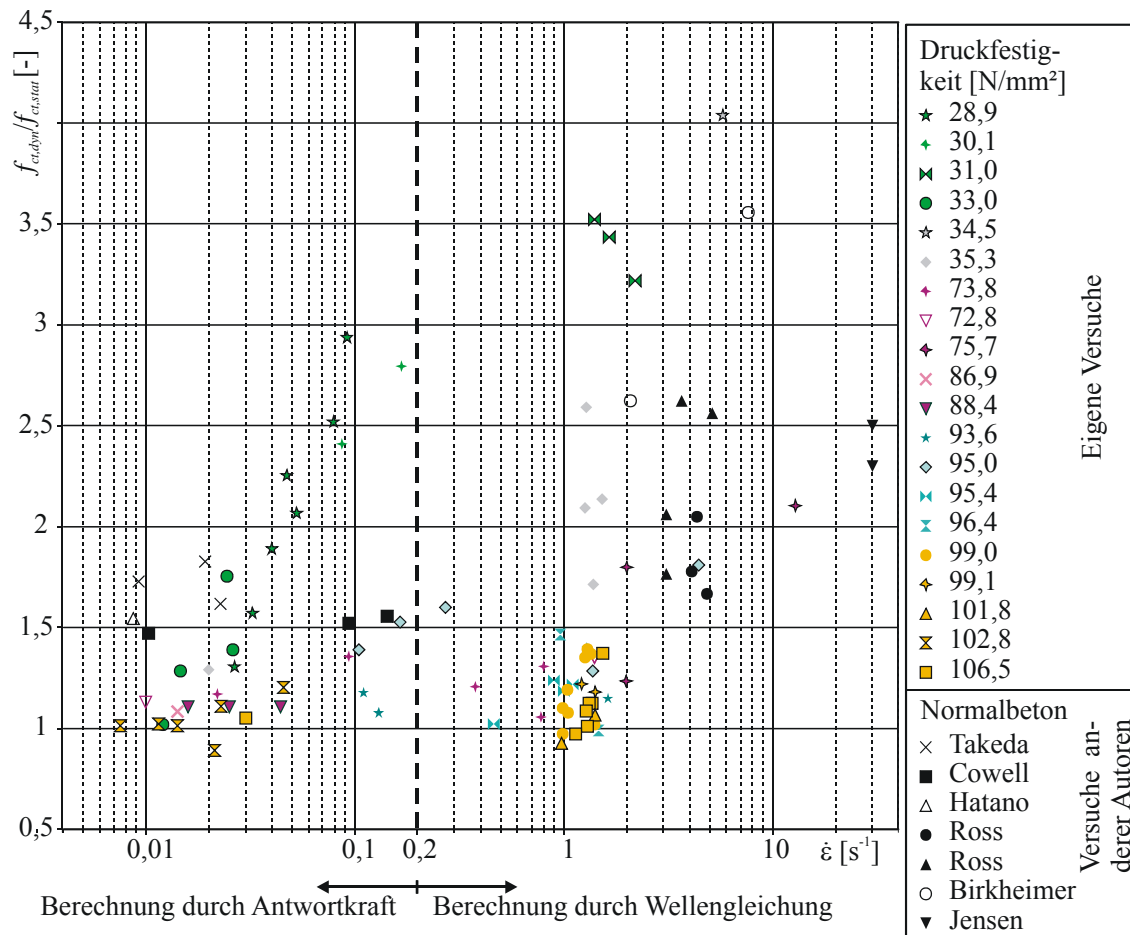


Abbildung 8.17 Bezogene Maximalspannungen in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit und Betondruckfestigkeit

Eine übersichtlichere Darstellung mittlerer Versuchsergebnisse mit verschiedenen Betondruckfestigkeiten zeigt Abbildung 8.18.

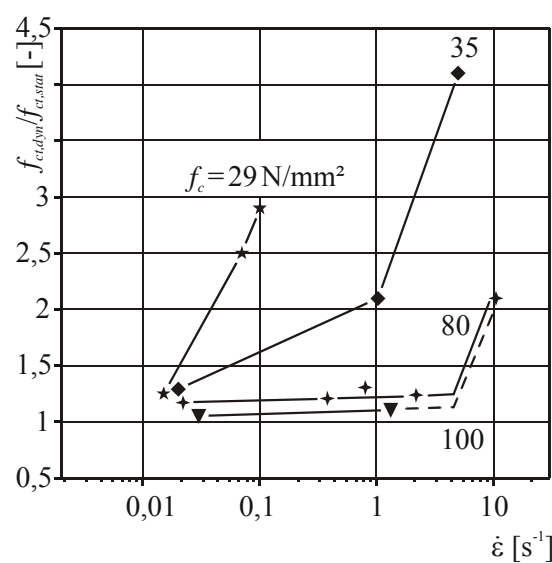


Abbildung 8.18 Bezogene Maximalspannungen in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit und Betondruckfestigkeit

Weitere Darstellungen sind in Anlage 5 abgebildet. Untersucht wurde ein Dehngeschwindigkeitsbereich von ca. $0,01 \text{ s}^{-1}$ bis ca. 10 s^{-1} . In den beiden vorangegangenen Abbildungen und den Darstellungen aus Anlage 5 ist bei steigender Dehngeschwindigkeit eine zunehmende Festigkeitssteigerung von Betonen verschiedener Druckfestigkeiten zu erkennen. Dabei sind für die unterschiedlichen Betone beachtliche Unterschiede in der Festigkeitsentwicklung festzustellen. Wie auch bereits von anderen Autoren dokumentiert, wurde bei normalfestem Beton ein Knick in der Festigkeitssteigerung festgestellt. Der Knickpunkt der Festigkeitslinie ist dabei abhängig von der Betondruckfestigkeit. Er variiert in Richtung der Dehngeschwindigkeit und in Richtung des Verhältnisses zwischen dynamischer und statischer Zugfestigkeit.

Für eine ausführliche Analyse der Festigkeitsentwicklung von Betonen sollen im Folgenden vorerst weitere Ergebnisse aus den dynamischen Untersuchungen vorgestellt werden, um dann im Kapitel 9 zu einer Gesamtbewertung zu kommen.

8.5 Untersuchungen zur Maximaldehnung

Parallel zu den Untersuchungen der maximalen Zugspannungen in unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen wurden auch die maximalen Dehnungen betrachtet. In Abbildung 8.19 und Abbildung 8.20 ist ein Dehnungsverlauf über die Zeit für einen hochfesten und einen normalfesten Beton bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten dargestellt. Bei den abgebildeten Versuchsergebnissen verlief der Finalriss der Probe unterhalb der Dehnmessstelle (Abbildung 8.21), wodurch die bleibende plastische Verformung zusätzlich erfasst werden konnte. Infolge einer Impulseinwirkung und der daraus resultierenden Wellenausbreitung im Material werden in einem konstanten Querschnitt in Längsrichtung die größten Spannungen immer nahe am Lasteinleitungsbereich liegen.

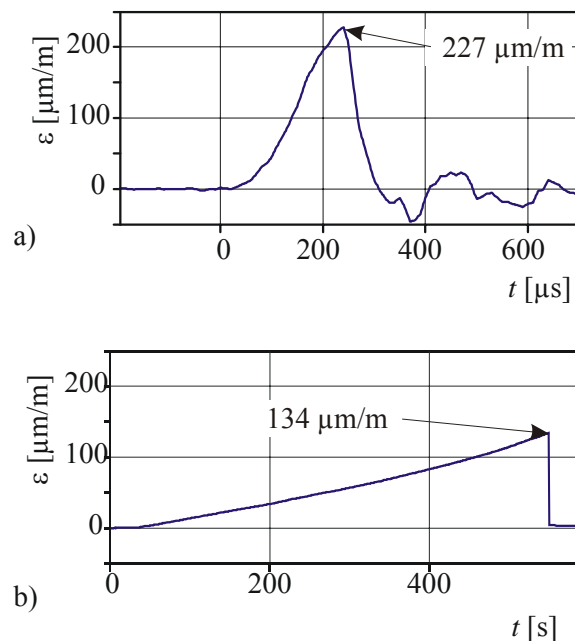


Abbildung 8.19 Ermittlung der Maximaldehnung im a) dynamischen und b) quasi-statischen Lastfall für hochfesten Beton

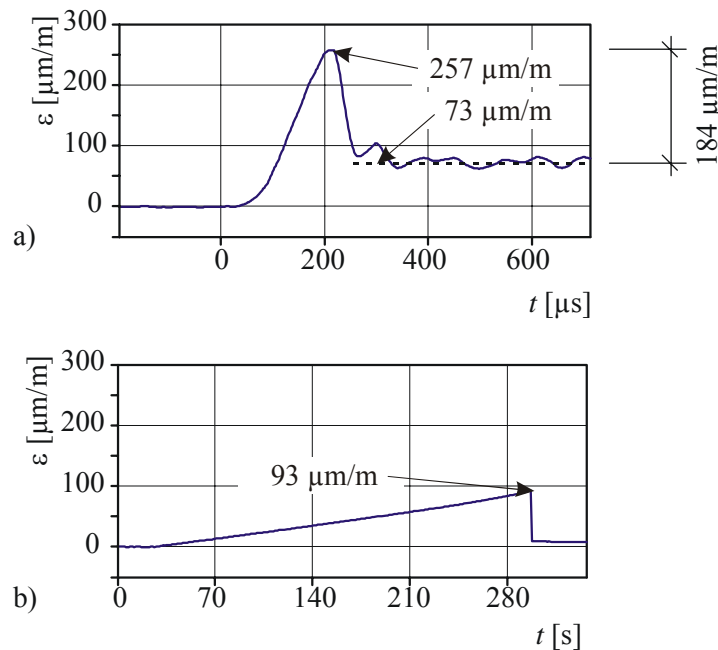


Abbildung 8.20 Ermittlung der Maximaldehnung im a) dynamischen und b) quasi-statischen Lastfall für Normalbeton

Der Maximalwert der Dehnung aus den Versuchen unter dynamischer Belastung ist für beide Betone zufällig annähernd gleich groß. Der wesentliche Unterschied liegt allerdings in der bleibenden Verformung nach der Entlastung. Die Ursache ist in der Sprödigkeit des hochfesten Betons begründet, welche bereits in Abschnitt 1.3 beschrieben wurde. Die erheblich höhere Plastifizierung des Normalbetons erfolgt unter statischer Beanspruchung durch das Herausziehen der Zuschläge aus der Matrix unter Reibung. Jedoch ist der Normalbeton unter dynamischer Belastung fähig, durch Entlastung einen Dehnungsunterschied von $184 \mu\text{m/m}$ auszuführen (Abbildung 8.20). Der Wert ist zirka doppelt so groß wie der Dehnungsabbau unter quasi-statischer Last. Da zu diesem Zeitpunkt infolge des Bruchs der Probe keine äußere Kraft mehr wirkt, kann dieser Dehnungsunterschied allein durch eine elastische Rückverformung in den spannungsfreien Zustand entstehen. Die bleibende Dehnung von $73 \mu\text{m/m}$ nach dem Bruch der Probe ist der plastischen Verformung zuzuordnen. In Abbildung 8.22 sind weitere Ergebnisse zur maximal aufnehmbaren Dehnung von unterschiedlichen Betonen dargestellt.

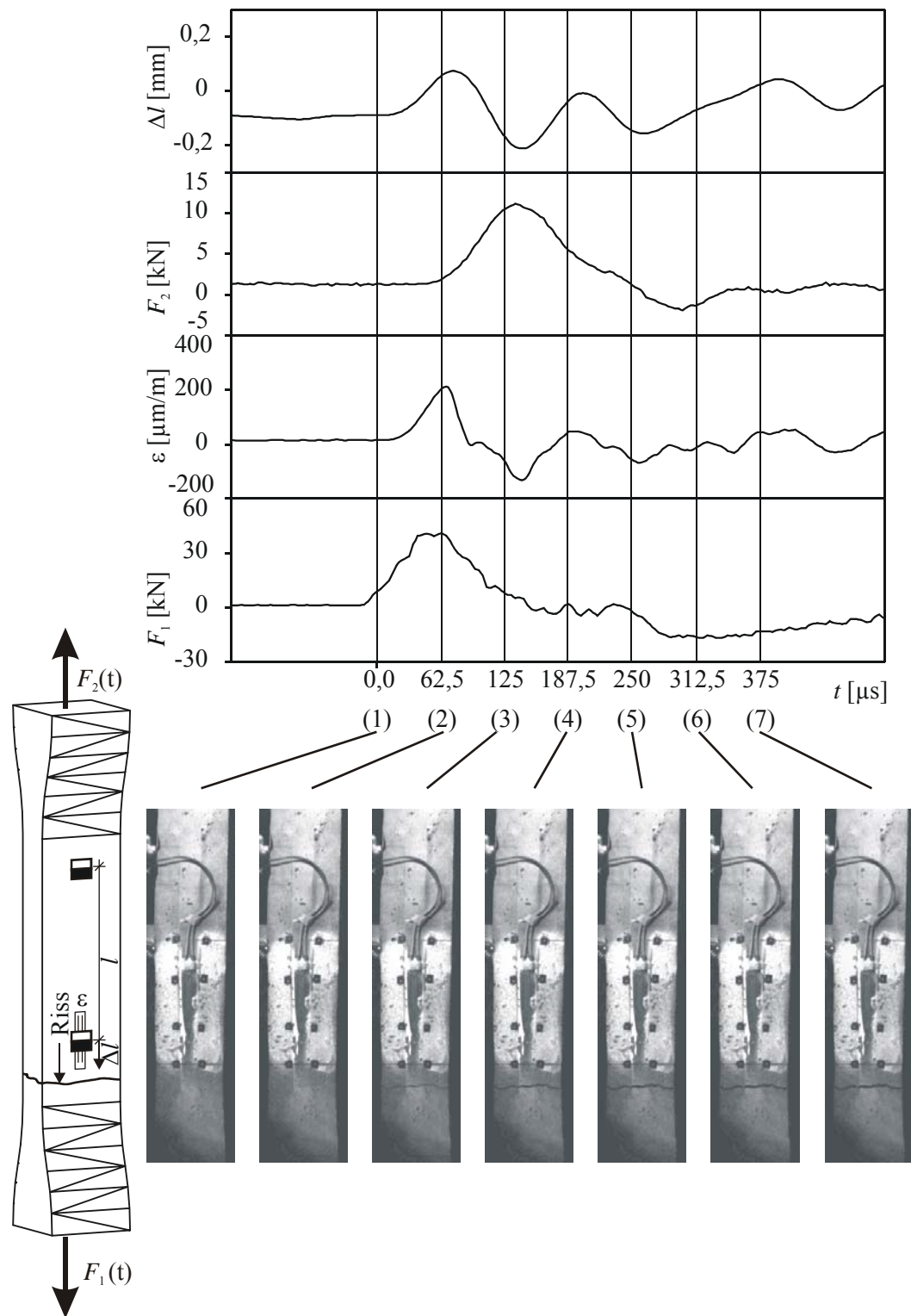


Abbildung 8.21 Bruchvorgang, aufgenommen mit einer Hochgeschwindigkeitskamera

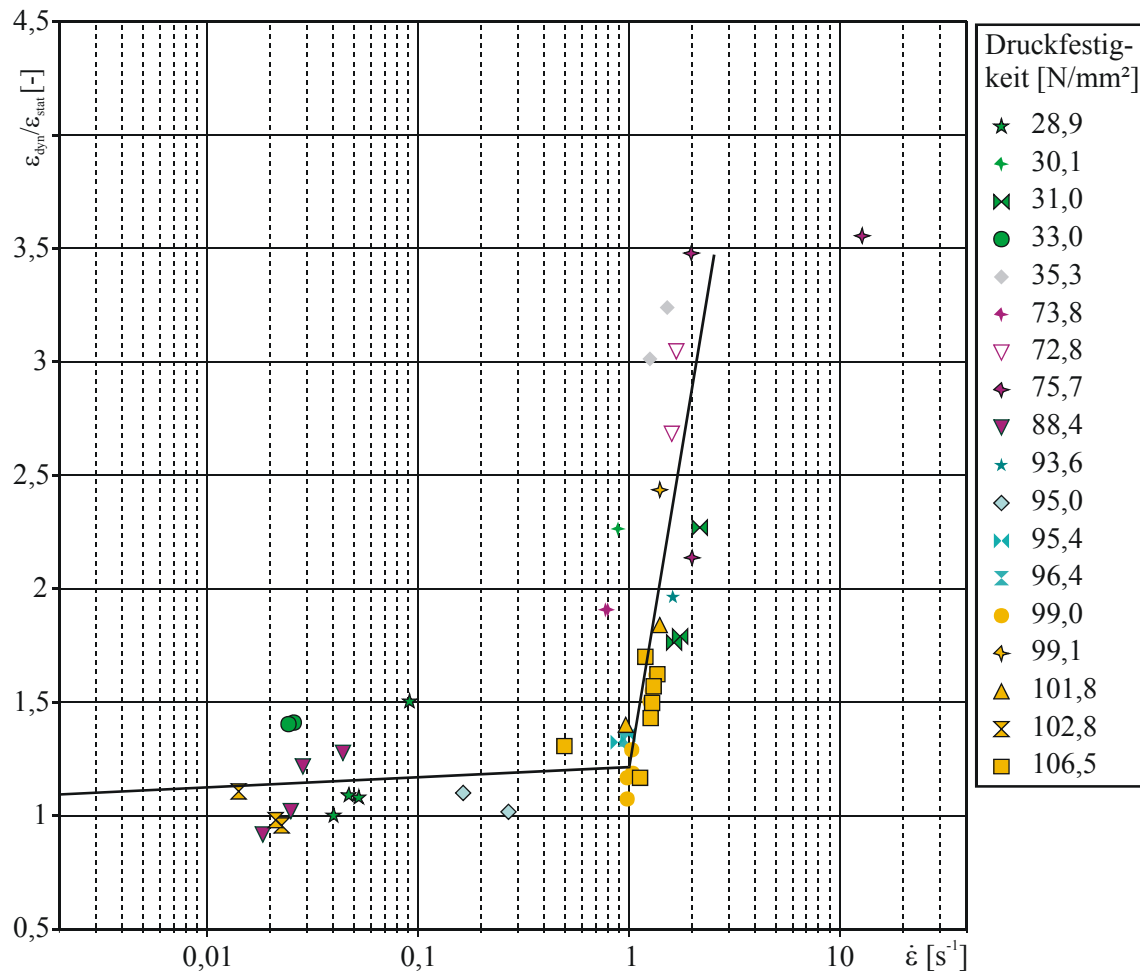


Abbildung 8.22 Bezoogene Dehnungssteigerung für unterschiedliche Betone, abhängig von der Dehngeschwindigkeit

Entgegen dem Verlauf der maximalen bezogenen Zugspannung, die stark abhängig von der Betondruckfestigkeit ist, zeigt die Dehnungssteigerung nicht dieses Verhalten. In Abbildung 8.22 zeigen die ermittelten Dehnverhältnisse von dynamischer und statischer Maximaldehnung annähernd den gleichen Verlauf der Dehnvergrößerung für alle untersuchten Betondruckfestigkeiten. Der Verlauf scheint sich, wie auch bei den Maximalspannungsverhältnissen, in zwei Bereiche zu gliedern, wobei der Übergang bei einer Dehngeschwindigkeit von ca. $\dot{\epsilon} = 1,0 \text{ s}^{-1}$ erkennbar ist.

Die bisher genannten Ergebnisse sind Maximalwerte, die kurz vor dem Bruch der Probe erreicht wurden. Maximalspannung und Maximaldehnung konnten auf diese Weise leicht mit der Dehnrage und Betondruckfestigkeit in Beziehung gesetzt werden. Nachfolgend soll die gesamte Spannungs-Dehnungs-Linie des Materials unter einer hohen Dehngeschwindigkeit betrachtet werden.

8.6 Untersuchungen zur Spannungs-Dehnungs-Linie

8.6.1 Allgemeines

Im Mittelpunkt dieses Kapitels stehen die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Normal- und hochfestem Beton für unterschiedliche Dehngeschwindigkeiten. Dazu werden die in Abschnitt 3.4.1 und Abschnitt 8.4 beschriebenen Verfahren zur Ermittlung dieser Abhängigkeit angewandt. Im Einzelnen wird die Spannungs-Dehnungs-Linie durch die statische Untersuchung, die Ermittlung mit Hilfe der Wellengleichung und die Bestimmung durch Annahme

eines nichtlinearen Zweimassenschwingers bestimmt werden. Letztere Methode soll hauptsächlich als Kontrolle der Ergebnisse aus der Wellengleichung für Dehngeschwindigkeiten $\dot{\epsilon} \geq 0,2 \text{ s}^{-1}$ verwendet werden. Exemplarisch soll im Weiteren die Darstellung eines normalfesten und eines hochfesten Betons erfolgen.

8.6.2 Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter statischer Belastung

Die Untersuchung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter statischer Belastung wird ebenso wie die Untersuchung unter dynamischer Impulsbelastung an eingeschnürten Betonprismen $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$ unter zentrischer Zugspannung durchgeführt (vgl. Abbildung 7.9 b). Die Durchführung eines statischen Versuches ist in Abbildung 8.23 zu sehen.

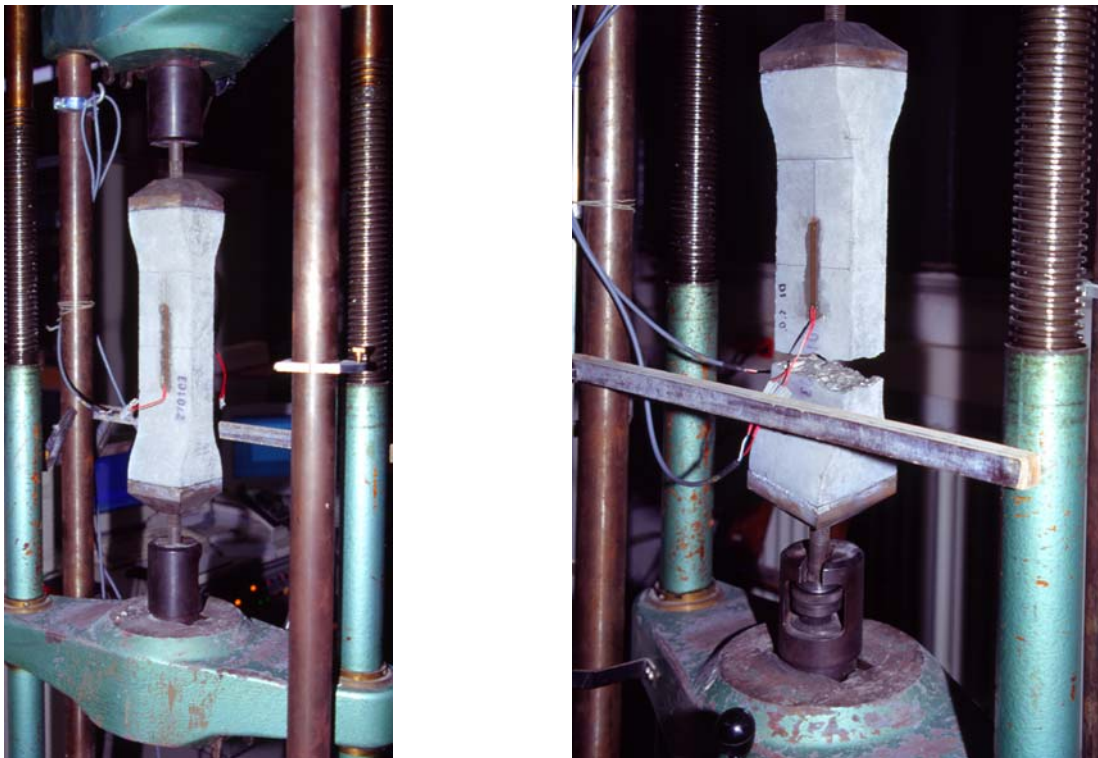


Abbildung 8.23 Versuchsaufbau zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linie

Der Vorteil gegenüber Spaltzugversuchen liegt in der Erfassung der Materialstreuung während des Versuchs. Spaltzugkörper besitzen einen relativ kleinen Bereich, in dem die maximalen Zugspannungen auftreten können. Das heißt, die ermittelte Festigkeit wird durch die Eigenschaft dieses Bereichs bestimmt (KUPFER / STEGBAUER [68]). Der eingeschnürte Bereich der Betonprismen erzeugt auf einer Länge von über 200 mm eine konstante einaxiale Zugspannung. Dadurch sollen Inhomogenitäten, die im Baustoff Beton immer auftreten, ausreichend erfasst werden.

Bis zum Bruch wird die Probe konstant weggesteuert belastet. Mit Hilfe von zwei Dehnmessstreifen wird dabei die Dehnung des Querschnitts erfasst. Die ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linie einer Probe der Serie V12 (vgl. Tabelle 4, Abschnitt 7.5) mit der Würfeldruckfestigkeit $f_c = 99 \text{ N/mm}^2$ und einer Probe der Serie V10 mit der Würfeldruckfestigkeit $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ ist in Abbildung 8.24 und Abbildung 8.26 exemplarisch dargestellt. Abbildung 8.25 und Abbildung 8.27 zeigen jeweils die Ableitung der Spannungs-Dehnungs-Kurve – den Verlauf des E-Moduls. Wie auch bei der dynamischen Untersuchung wurde die Ermittlung der repräsentativen Betondruckfestigkeit an separaten Betonwürfeln der Kantenlänge von 15 cm nach DIN 1048-5 [29] durchgeführt.

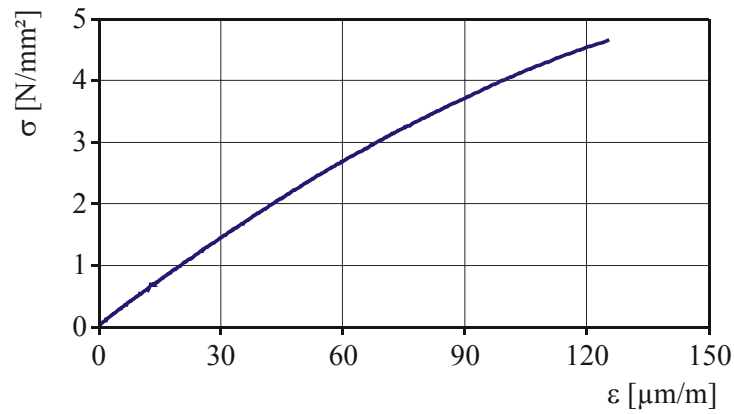


Abbildung 8.24 Ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linie des hochfesten Betons, Serie V12

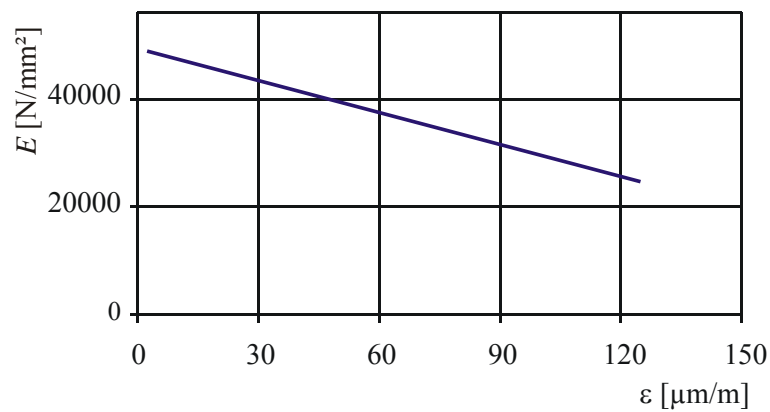


Abbildung 8.25 Verlauf des Tangenten-E-Moduls der Spannungs-Dehnungs-Linie der Serie V12

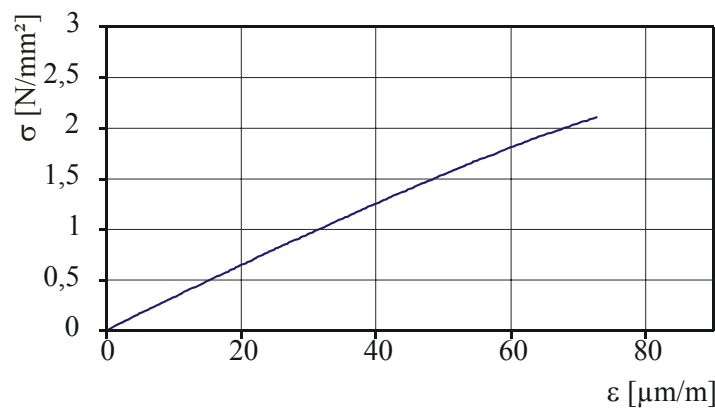


Abbildung 8.26 Ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linie des Normalbetons, Serie V10

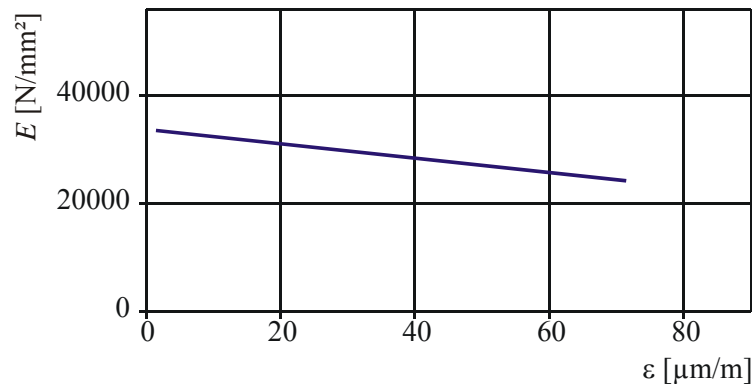


Abbildung 8.27 Verlauf des Tangenten-E-Moduls der Spannungs-Dehnungs-Linie der Serie V10

Werden die Spannungs-Dehnungs-Linie eines normalen und eines hochfesten Betons genau betrachtet, so verlaufen diese Linien nicht linear. Der daraus ermittelte E-Modul ist daher im Verlauf der Belastung nicht konstant. Dieses Ergebnis muss bei der weiteren Betrachtung der Materialeigenschaften unter dynamischer Beanspruchung berücksichtigt werden. Auch unter dem Sonderlastfall der stoßartigen Impulsbelastung werden solche Nichtlinearitäten erwartet.

8.6.3 Ermittlung der dynamischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit Hilfe der Wellengleichung

Wie bereits im Abschnitt 3.4.1 hergeleitet wurde, kann bei einer Impulsbelastung eines Bauteiles eine eindimensionale Wellengleichung zur Beschreibung der Bewegung des Materials infolge dieser Belastung aufgestellt werden. Ausgangsparameter dieser Gleichung sind die Verschiebungs-Zeit-Funktion und die Verschiebungs-Orts-Funktion (Dehnung) sowie die Dichte des Materials. Das Lösen der Differentialgleichung liefert den dynamischen E-Modul als Endergebnis. Bei der Wellenermittlung sind jedoch die im Abschnitt 3.2.2 und 3.2.4 beschriebenen Veränderungen der Wellenform während des Durchgangs durch das Material zu beachten.

Die Veränderung der Welle infolge der Dispersion (vgl. Abschnitt 3.2.2) ist abhängig von den Wellenlängenanteilen der eintreffenden Belastungswelle und der Dimension des Körpers, durch den die Welle verläuft. Die größere Ausdehnung des belasteten Rechteckquerschnitts der verwendeten Proben beträgt $d=0,1$ m. Ein exemplarisches Wellenlängenspektrum eines Versuchs mit einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\varepsilon} = 1,2 \text{ s}^{-1}$ ist in Abbildung 8.28a) gezeigt. Das Spektrum der einwirkenden Wellenlängen sinkt bis zum Wert der Wellenlänge $\Lambda=0,6$ m stark ab, was zeigt, dass kürzere Wellenlängen in der durchlaufenden Welle kaum vorhanden sind. Dementsprechend beträgt für diesen Grenzwert $\Lambda=0,6$ m der Quotient $d/\Lambda = 0,17$. Für die Ermittlung der Wellengeschwindigkeitsveränderung ergibt sich sodann folgendes Bild (Abbildung 8.28b). Die Wellengeschwindigkeit c_n der Grenzwellenlänge Λ hat demnach einen unwesentlichen Nachlauf gegenüber der maximalen Geschwindigkeit c_0 . Offensichtlich darf die Veränderung der Wellengeschwindigkeit infolge der Dispersion vernachlässigt werden.

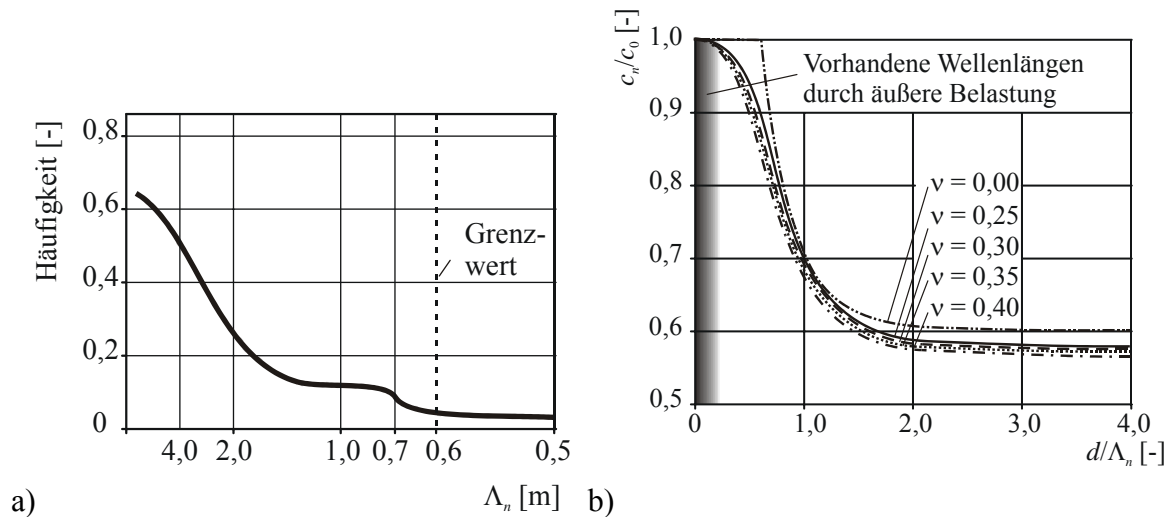


Abbildung 8.28 a) Spektrum der Wellenlängen während einer Impulsbelastung, b) vorhandene Wellenlängen im Diagramm nach BANCROFT [5]

Der Einfluss des Rückgangs der Wellenspannung durch das nichtlineare Materialverhalten des Werkstoffs Beton nach Abschnitt 3.2.4 wird im Folgenden betrachtet. Der vorangegangene Abschnitt 8.6.2 spiegelte Ergebnisse aus der statischen Untersuchung wider. Abbildung 8.27 zeigte dort den Verlauf des E-Moduls abhängig von der Dehnung. Für den hochfesten Beton fällt dieser Wert von 31000 N/mm^2 auf 23000 N/mm^2 ab. Die Dichte des hochfesten Betons beträgt nach Anlage 2 $\rho = 2,4 \text{ t/m}^3$. Die Wellengeschwindigkeit nach Gl. (3.2-6) liegt demnach in dem Bereich von:

$$c_1 = \sqrt{31 \cdot 10^9 / 2400} = 3600 \text{ m/s} \quad \text{und} \quad (8.6-1)$$

$$c_2 = \sqrt{23 \cdot 10^9 / 2400} = 3100 \text{ m/s}. \quad (8.6-2)$$

Die entsprechenden Laufzeiten durch die Probe mit einer Messlänge von 12 cm sind daraus leicht zu ermitteln:

$$t_1 = 0,12 / 3600 = 33 \mu\text{s} \quad \text{und} \quad (8.6-3)$$

$$t_2 = 0,12 / 3100 = 39 \mu\text{s}. \quad (8.6-4)$$

Das bedeutet, dass die hohen Spannungen gegenüber den sehr geringen Spannungen auf der gesamten Messstrecke ca. $6 \mu\text{s}$ langsamer sind, demnach die Spannungsspitze (vgl. Abbildung 8.19, Abschnitt 8.5) auf 12 cm Länge um $6 \mu\text{s}$ nachläuft. Gegenüber der gesamten Impulslänge von ca. $300 \mu\text{s}$ fällt diese Verlagerung jedoch kaum ins Gewicht und wird im Weiteren nicht mehr betrachtet.

Infolge der geringen Längsabmessung des verwendeten Probekörpers war es nicht möglich, die Absolutverschiebung einer kompletten Zugwelle während des gesamten Belastungsvorgangs zu messen. Der Abstand der Kontrastpunkte A und B (vgl. Abbildung 7.3, Abschnitt 7.2) lag bei ca. 122 mm und war somit zu gering für die Erfassung einer kompletten Welle. Da für die Wellengleichung die Absolutverschiebung des Punktes A erforderlich ist, mussten einzelne Wellenbestandteile kombiniert werden, um auf die Form und den Verlauf einer ganzen Welle zu schließen.

Die aus der Stoßbeanspruchung ankommende Zugwelle erreicht den Punkt A und verschiebt ihn in der Art der Wellenform. Abbildung 8.29 zeigt dazu den Wellenfortgang durch den Probekörper. Zur Zeit t_1 erreicht die Zugwelle bereits den Punkt B, hat aber im gesamten Probekörper die nötige Bruchspannung noch nicht erreicht. Die daraus resultierende Absolutver-

schiebung des Punktes B – infolge der Elastizität des Versuchsstandes oberhalb der Probe – beeinflusst das Ergebnis der Messgröße Δu , die sich aus der Absolutverschiebung der Punkte A und B errechnen lässt.

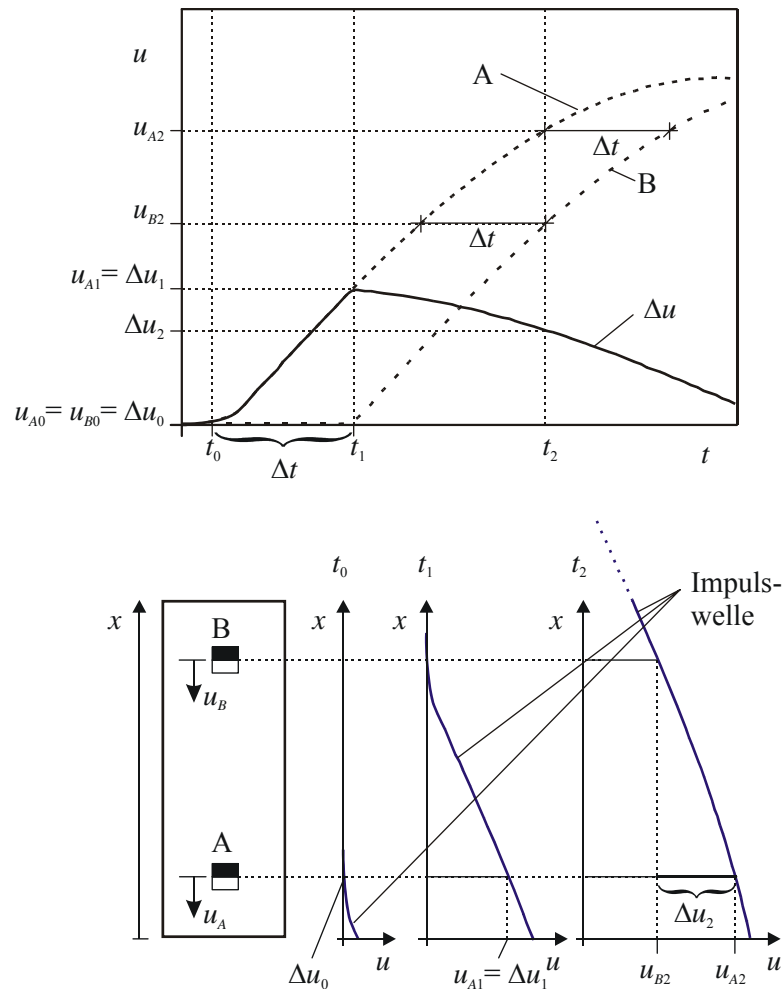


Abbildung 8.29 Darstellung der gemessenen Relativverschiebung Δu während des Stoßvorgangs

Die gemessene Relativverschiebung Δu erfasst demnach nur den ersten Teil der Gesamtverschiebungsfunktion in einem Intervall der Länge Δt , von t_0 bis t_1 . Die Differenz der Messpunkte A und B vollführt jedoch immer noch einen Teil der Gesamtverformung des Probekörpers. Die mathematische Kombination der gemessenen Wellenbestandteile zu einer Gesamtwellen findet auf folgendem Wege statt.

Der Parameter Δu erfasst zweifelsfrei für das Intervall von t_0 bis t_1 die wirkliche Verschiebung des Punktes A. Unter der Annahme, dass sich die belastende Zugwelle in ihrem Verlauf durch den Probekörper nicht oder nur wenig ändert, kann von folgendem Zusammenhang ausgegangen werden.

Ab dem Zeitpunkt t_1 vollführt der Punkt B die gleiche Absolutbewegung wie Punkt A, allerdings um das Zeitintervall $\Delta t = t_0 - t_1$ versetzt. Da bedeutet, dass ab dem Zeitpunkt t_1 der Absolutverschiebung u , wie bereits festgestellt, die Größenordnung der Absolutbewegung des Punktes B fehlt. Die Form der Bewegung ist jedoch aus der Ermittlung der Verschiebung von A im Intervall t_0 - t_1 infolge der direkten Messung für dieses Intervall bekannt. Durch Addition von Δu mit einem um den Betrag Δt verschobenen Signal Δu kann demnach die wirkliche

Verschiebung von A bis zum Zeitpunkt $t_1 + \Delta t$ ermittelt werden. Abbildung 8.30 zeigt unter anderem diese Verschiebungsfunktion Δu_I .

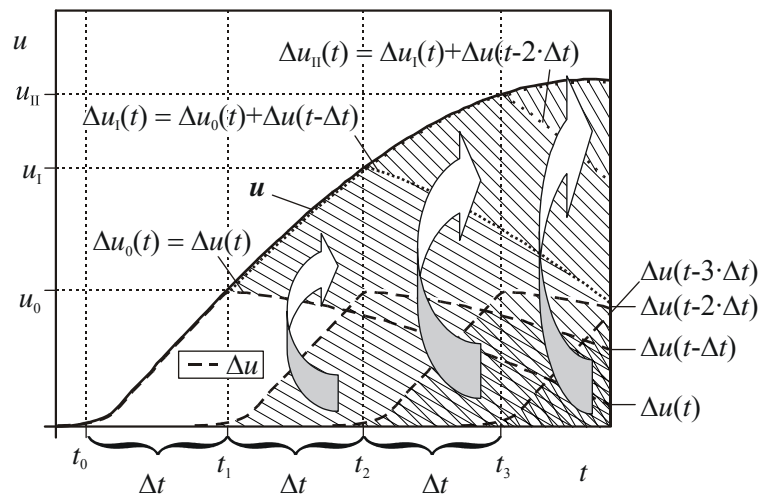
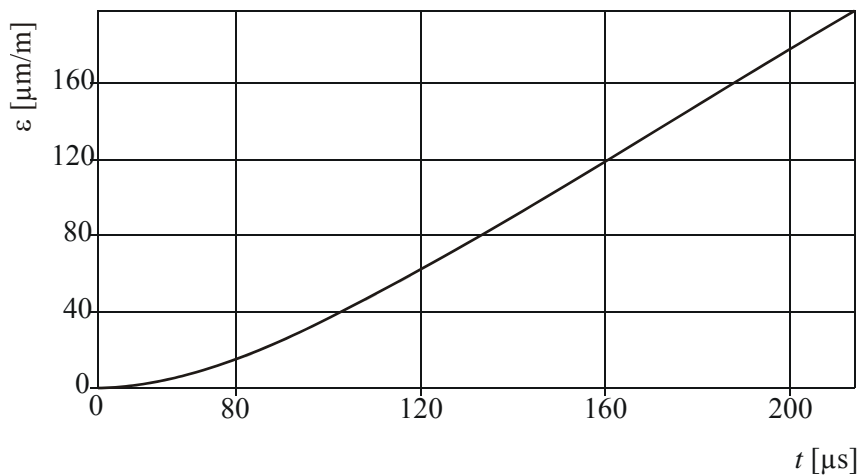


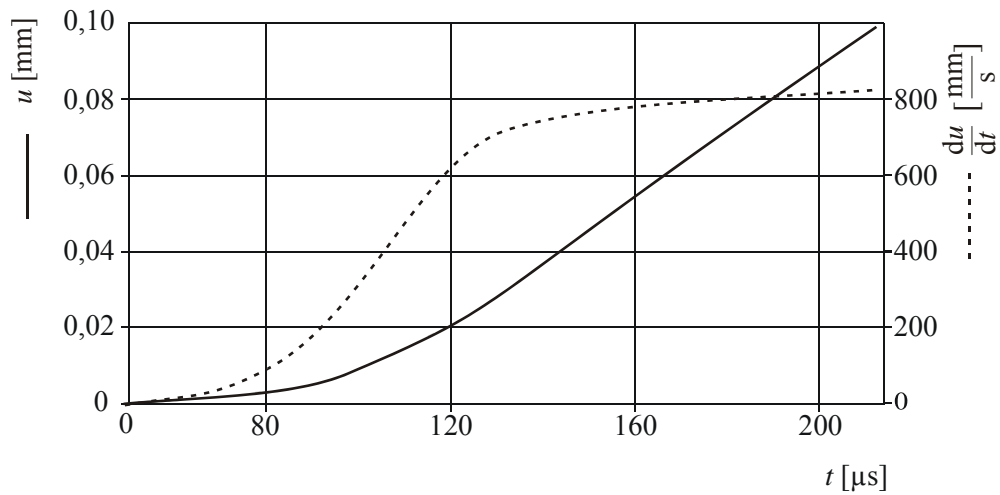
Abbildung 8.30 Ermittlung der Verschiebungs-Zeit-Funktion für das Aufstellen einer Wellengleichung

Durch eine mehrmalige Anwendung der Addition des verschobenen Zeitsignals errechnet sich die endgültige Verschiebungs-Zeit-Funktion u , die als Ausgangssignal für das Lösen der Wellengleichung benötigt wird.

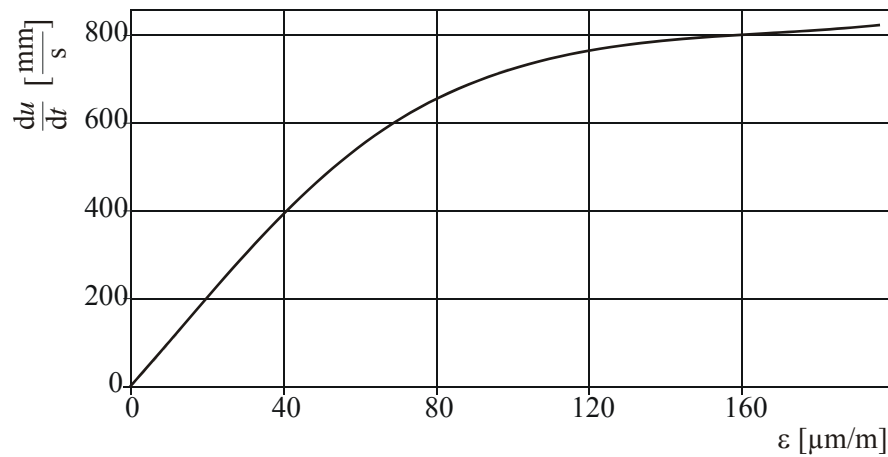
Exemplarisch sind in der nachfolgenden Abbildung 8.31 a) das Ergebnis der Berechnung für einen hochfesten Beton mit einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 1.2 \text{ s}^{-1}$ dargestellt. Die statische Würfeldruckfestigkeit dieser Serie beträgt $f_c = 106,5 \text{ N/mm}^2$, die statische Zugfestigkeit liegt bei $f_{ct,stat} = 5,25 \text{ N/mm}^2$.



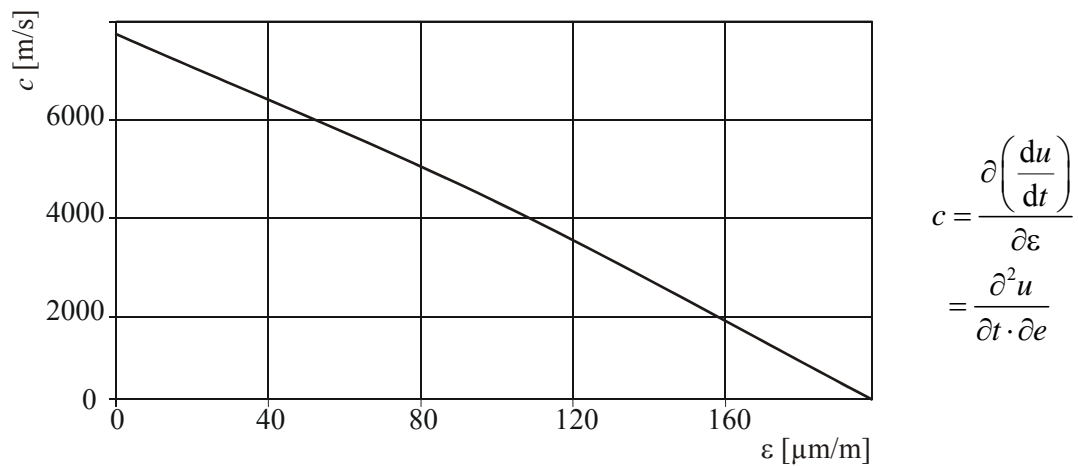
a) Gemessene Dehnungs-Zeit-Funktion



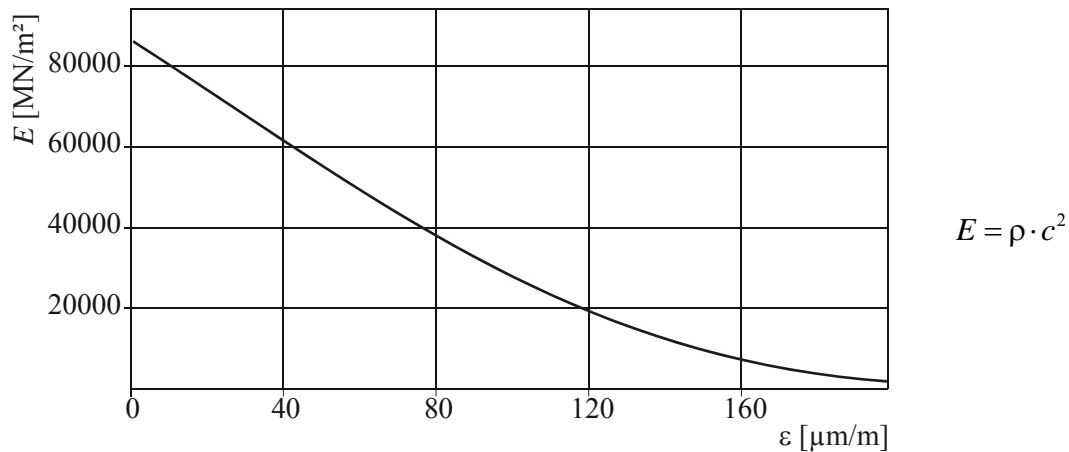
b) Gemessene Verschiebungs-Zeit-Funktion und deren erste Ableitung – die Geschwindigkeits-Zeit-Funktion



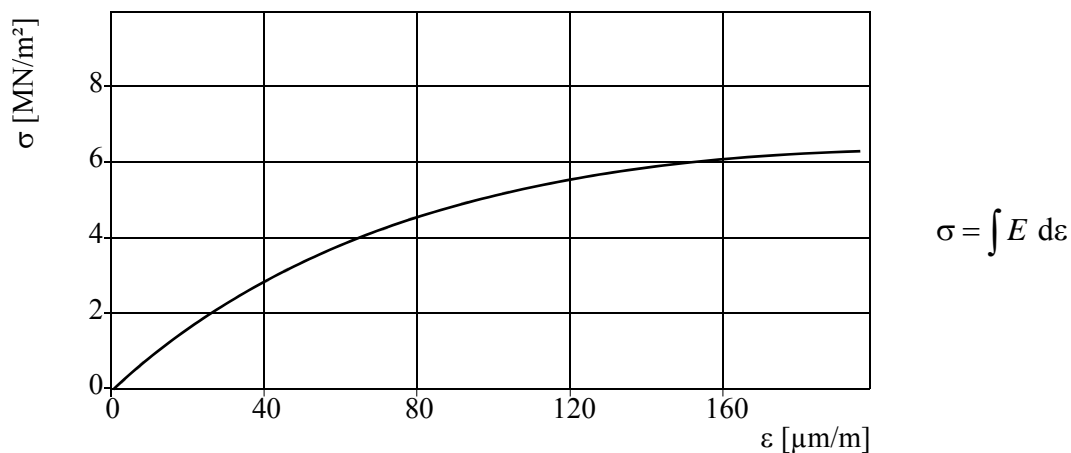
c) Zusammenstellung aus a) und b) zur Geschwindigkeits-Dehnungs-Funktion



d) Ableitung von c) nach ϵ , zur Wellengeschwindigkeits-Dehnungs-Funktion



e) *Quadrierung von d) und Multiplikation mit ρ zur E-Modul-Dehnungs-Funktion*



f) *Integration über ε zur Spannungs-Dehnungs-Funktion*

Abbildung 8.31 Herleitung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Die so ermittelte Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist nicht nur abhängig von der Betondruckfestigkeit, sondern auch von der einwirkenden mittleren Dehngeschwindigkeit. Weitere Spannungs-Dehnungs-Linien mit mehreren Dehngeschichten von Betonen mit unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten sind in Anlage 3 abgebildet.

Im folgenden Kapitel soll eine Überprüfung der Ergebnisse dieses Abschnittes vorgestellt werden. Dabei wird der verwendete Versuchsaufbau, der in Abschnitt 8.4 vorgestellt wurde, einschließlich des Versuchskörpers als dynamischer, nichtlinearer Zwei-Massen-Schwinger betrachtet.

8.6.4 Überprüfung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung durch Schwingungsanalyse

Die in diesem Kapitel vorgestellte Methode zur Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung beruht auf den Messwerten der Antwortreaktion des Versuchsstandes auf die stoß-

artige Beanspruchung der Betonprobe. Gemessen wurden unter anderem der Zeitverlauf der Erregerstoßkraft, der Aufhängekraft, der Verschiebung der beiden Messmarken auf der Betonprobe sowie die Verschiebung des gesamten Prüfkörpers infolge der elastischen Halterung. Als einzige Unbekannte verbleibt die nichtlineare Federkonstante (die Kraft-Verschiebungs-Funktion) der zu untersuchenden Probe. Die Antwort des Zwei-Massen-Modells wird auf die wirkliche Antwort abgestimmt. Das heißt, die Eingangsparameter des Zweimassenschwingers werden so variiert, dass die Abweichung der Reaktion des Modells zur gemessenen Reaktion ein Minimum ergibt.

Somit ist durch dieses iterative Rechenverfahren die Ermittlung der Kraft-Verschiebungs-Funktion des Modells bestimmbar, woraus sich die Spannungs-Dehnungs-Beziehung ableiten lässt. Wie bereits erwähnt, ist das Ziel dieses Rechenalgorithmus lediglich, die berechnete Spannungs-Dehnungs-Linie aus der Aufstellung der Wellengleichung zu überprüfen.

In Abbildung 8.32 ist die im Modell angenommene bilineare Beziehung zwischen Spannung und Dehnung des hochfesten Betons aus Abschnitt 8.6.3 dargestellt.

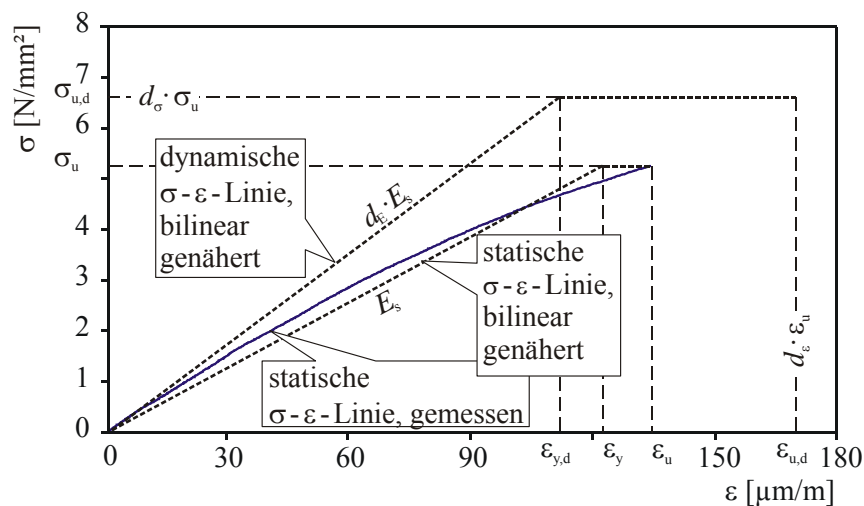


Abbildung 8.32 Parameterermittlung der dynamischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Ausgegangen wird von der statischen Spannungs-Dehnungs-Linie des zu untersuchenden Betons. Im nächsten Schritt wird diese experimentell ermittelte Linie mittels einer bilinearen Beziehung angenähert. Dabei wird der ansteigende Ast als Anstieg einer Regressionsgerade angenommen. Diese Linie wird als mittlerer E-Modul E_s bezeichnet und steigt bis zum Wert der maximalen Zugspannung σ_u . Die Dehnung an diesem Punkt wird mit ε_y benannt. Der horizontale Ast der bilinearen Linie ist die Verbindung zwischen ε_y und ε_u bei konstanter Spannung σ_u . Für die Abbildung dieser Beziehung auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten aus einer dynamischen Beanspruchung werden für die einzelnen Bestandteile dieser bilinearen Funktion zusätzliche Faktoren eingeführt. Diese Faktoren beschreiben die dynamischen Veränderungen im Vergleich zur statischen Belastung. Im Einzelnen sind die folgenden Faktoren für die Anpassung notwendig:

Der mittlere E-Modul erhält für die Überführung den dynamischen Faktor d_E . Die maximale Zugspannung σ_u wird mit d_σ multipliziert, und die Bruchdehnung ε_u vervielfacht sich mit d_ε . Diese Vergrößerungsfaktoren selbst sind wiederum abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit und der Betondruckfestigkeit und wurden bereits in den vorangegangenen Kapiteln als bezogene Maximalparameter (Spannung und Dehnung) ausführlich kommentiert. In Abbildung 8.33 sind zu diesem Beispiel die ermittelten Faktoren dargestellt.

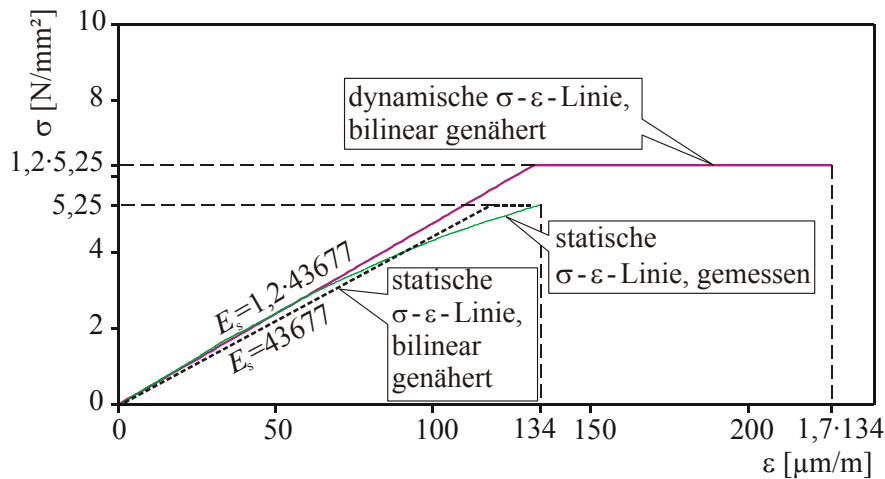


Abbildung 8.33 Bilineare dynamische Spannungs-Dehnungs-Beziehung

8.6.5 Vergleich der ermittelten Beziehungen

Für die gegenseitige Überprüfung der Zuverlässigkeit der Bestimmungsvarianten für die Spannungs-Dehnungs-Linie im dynamischen Lastfall sind die berechneten Ergebnisse aus Wellengleichung und Zweimassenschwinger für eine Versuchsserie exemplarisch in Abbildung 8.34 dargestellt. Die Belastungsgeschwindigkeit für dieses Ergebnis lag, wie bereits erwähnt, bei $\dot{\varepsilon} = 1,2 \text{ s}^{-1}$, die Betondruckfestigkeit betrug $106,5 \text{ N/mm}^2$. Die Zugfestigkeitssteigerung errechnet sich somit zu $f_{ct,dyn} / f_{ct,stat} = 1,2$.

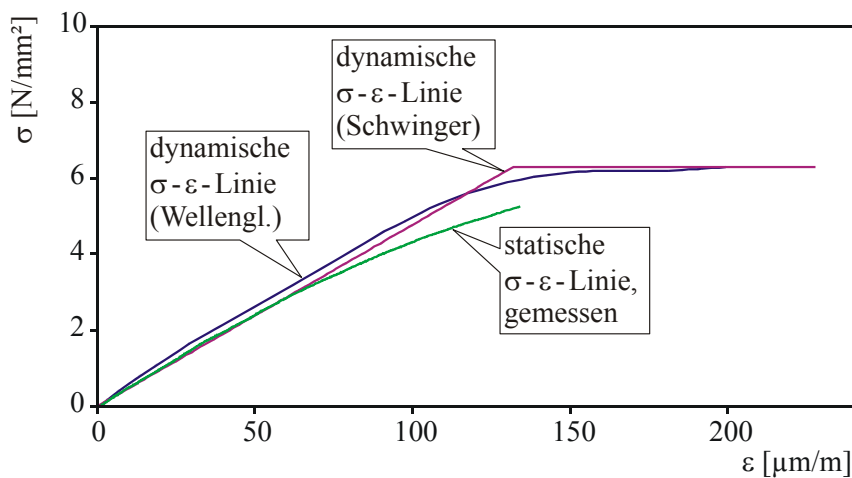


Abbildung 8.34 Vergleich der ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

In der Darstellung in Abbildung 8.34 ist eine recht gute Übereinstimmung der beiden erzielten Ergebnisse der dynamischen Berechnung zu erkennen. Die wichtigen Merkmale, der Tangentenanstieg des ansteigenden Astes sowie die maximal erreichte Zugspannung, ergeben mit Hilfe von beiden Modellen annähernd gleiche Resultate. Lediglich der Wert der Maximaldehnung wird durch die Schwingeranalyse um 20% überschätzt. Grundsätzlich können jedoch beide Modelle für die Ermittlung einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung als geeignet betrachtet werden.

Was in diesem Beispiel eine recht gute Übereinstimmung der Modelle offenbart, trifft für Belastungen geringerer Dehngeschwindigkeiten nicht mehr zu. Die relativ großen Wellenlängen bei langsamer Belastung (vgl. Abschnitt 8.1) sorgen in der Probe für teilweise Reflektionen an den Steifigkeitssprüngen. Diese Echos beeinflussen das Messsignal so stark, dass eine

Bestimmung der Form der Zugwelle in der Betonprobe nicht mehr möglich ist. Für diesen Fall kann allerdings das nach Abschnitt 8.3 bereits erläuterte Rechenverfahren – die Spannungs-Dehnungs-Linie mit Hilfe der Auflagerkräfte zu bestimmen – angewendet werden. Für eine langsamere Belastung der Probe konnte in Abschnitt 8.4.5, Abbildung 8.16 gezeigt werden, dass die Differenz Δu zwischen den Verläufen der Zugkraft in der Probe und der Aufhängekraft oberhalb der Probe sehr klein wird.

8.6.6 Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit Hilfe der Antwortkraft

Die Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter relativ geringen Dehngeschwindigkeiten erfolgt durch Messen der Aufhängekraft und der Dehnung an der Probe. Dabei wird vorausgesetzt, dass sich die Zugwelle während des Durchgangs durch den Versuchskörper nicht – oder nur kaum – in ihrer Form und Amplitude ändert. Durch die Betrachtung des Zeitversatzes der Kraft unterhalb und oberhalb der Probe kann die Kraft-Zeit-Funktion an der Messstelle auf dem Prüfkörper durch Verschiebung um die Wellenlaufzeit bis zur Messstelle exakt ermittelt werden.

In Abbildung 8.35 ist dazu ein Beispiel angegeben. Gezeigt ist ein Versuch mit einem Beton der Würfeldruckfestigkeit $f_c = 102,8 \text{ N/mm}^2$ mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $\dot{\varepsilon} = 0,02 \text{ s}^{-1}$. Während der gesamten Belastungszeit verläuft die Zugkraft oberhalb und unterhalb der Probe annähernd parallel. Daher kann davon ausgegangen werden, dass auch innerhalb der Probe die resultierende Zugkraft über die gesamte Länge näherungsweise konstant bleibt. Der geringe Zeitversatz von Dehnungsmessung und Kraftmessung wird bei der Zusammensetzung der Komponenten zur Spannungs-Dehnungs-Linie berücksichtigt. Abbildung 8.36 zeigt die so ermittelte Funktion.

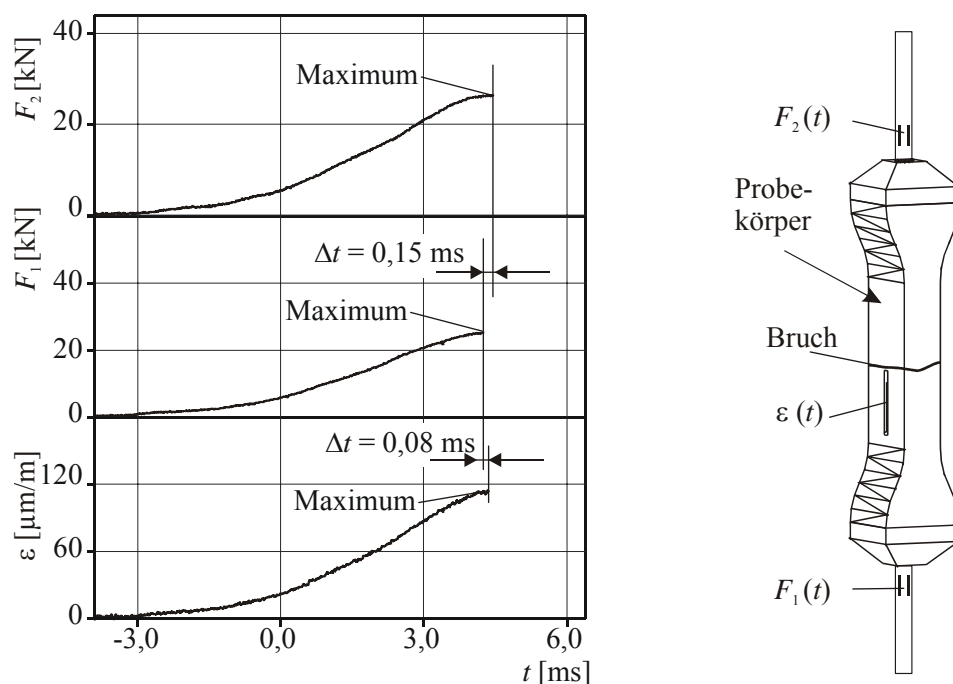


Abbildung 8.35 Zeitversatz zwischen Erregerkraft, Antwortkraft und Dehnung

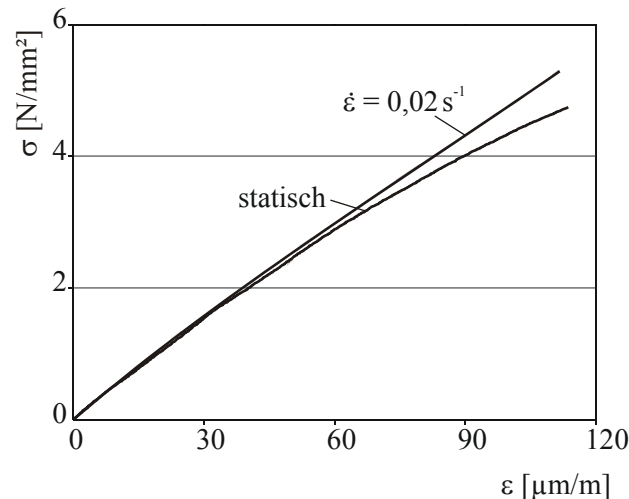


Abbildung 8.36 Ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linie

In der vorliegenden Arbeit konnten in allen Versuchen, die mit einer Dehngeschwindigkeit von weniger als $0,2 \text{ s}^{-1}$ belastet wurden, nach diesem Verfahren die Spannungs-Dehnungs-Linien aufgestellt werden. Oberhalb dieser Grenze kam das Verfahren mit Hilfe der Wellengleichung nach Abschnitt 8.6.3 zur Anwendung. Somit konnte für alle untersuchten Betone mit unterschiedlichen Dehngeschichten eine charakteristische Spannungs-Dehnungs-Linie ermittelt werden. Die entsprechenden Ergebnisse sind der Anlage 3 zu entnehmen.

Parallel zur Untersuchung des Materialverhaltens von normalen und hochfesten Betonen mit unterschiedlichen Dehngeschichten wurde auf die entstehenden Bruchflächen ein genaueres Augenmerk gerichtet, um Unterschiede des Materialverhaltens durch Änderungen beim Bruchvorgang zu erkennen (vgl. Kapitel 6). Für die Beurteilung der Bruchfläche wird im Abschnitt 8.7 die fraktale Analyse (vgl. Abschnitt 5.2) und im Abschnitt 8.8 ein Ortsfrequenzspektrum (vgl. Abschnitt 5.3) genutzt.

8.7 Ergebnisse aus der fraktalen Analyse

8.7.1 Einfluss der Dehngeschwindigkeit

Zur Erfassung des Einflusses der Dehngeschwindigkeit wurden zunächst Bruchflächen eines hochfesten Betons einer Druckfestigkeit von $f_c = 106,5 \text{ N/mm}^2$ vermessen. Diese repräsentativen Oberflächen aus statischer und dynamischer Belastungsgeschichte sind in Abbildung 8.37 und Abbildung 8.38 dargestellt.

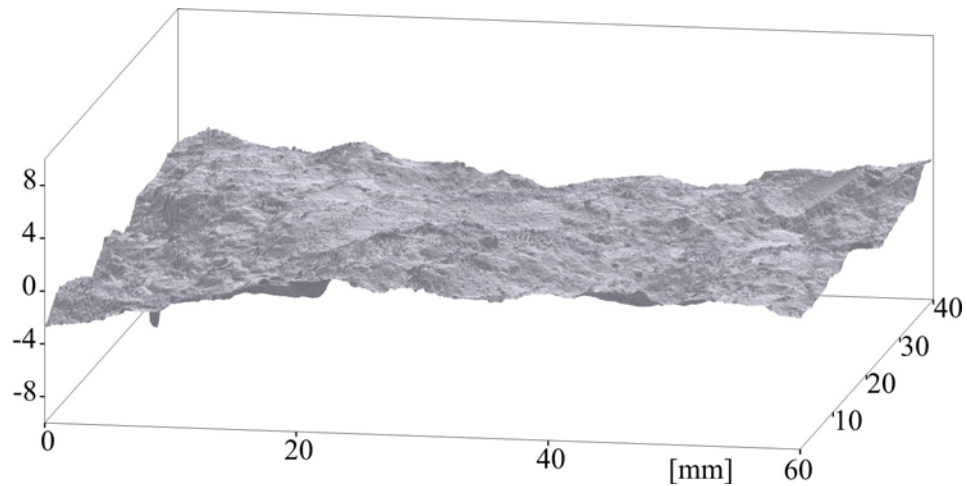


Abbildung 8.37 Bruchoberfläche einer quasi-statischen Belastungsgeschichte von hochfestem Beton

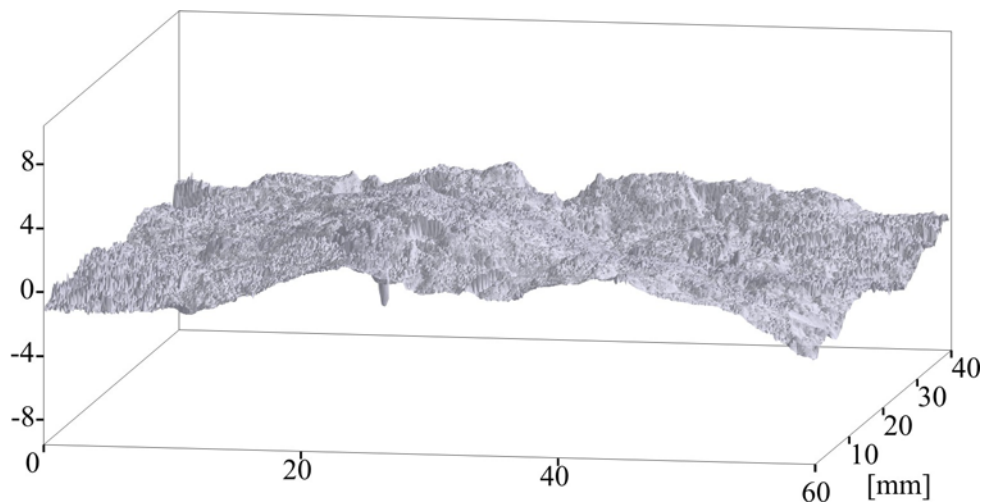


Abbildung 8.38 Bruchoberfläche einer dynamischen Belastungsgeschichte von hochfestem Beton

Deutlich sind in dieser Darstellung die Unterschiede der Oberflächenprofile zu erkennen. Die aus dem dynamischen Versuch mit einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\varepsilon} = 1,2 \text{ s}^{-1}$ gewonnene Fläche (Abbildung 8.38) zeigt eine große „Unruhe“. Das Profil aus dem statischen Zugversuch (Abbildung 8.37) enthält große „glatte“ Bereiche. Was an diesen Bildern der erste subjektive optische Eindruck vermittelt, wird im Folgenden durch die Ermittlung verschiedener Oberflächenparameter (Abbildung 8.39) bestätigt.

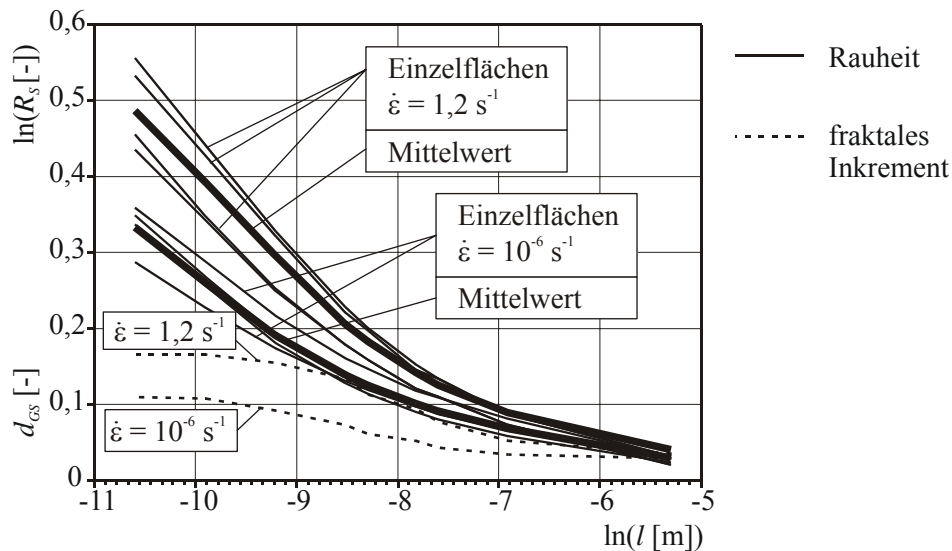


Abbildung 8.39 Doppelt logarithmische Darstellung der Rauheit zur Abtastfeinheit der Bruchfläche aus hochfestem Beton

Abbildung 8.39 zeigt den Verlauf der Rauheit R_s , dargestellt durch eine durchgehende Linie, und das fraktale Inkrement d_{GS} , abgebildet durch eine gestrichelte Linie. Aus dem Anstieg der Rauheitskurve in diesem doppelt logarithmischen Diagramm ist das fraktale Inkrement d_{GS} abzulesen. Aufgrund des veränderlichen Wertes des fraktalen Inkrementes wird ersichtlich, dass es sich bei diesen Betonbruchflächen nicht um ein exaktes Fraktal im mathematischen Sinne handelt. Der durchgehend höhere Wert der Rauheit für die dynamisch belastete Probe beweist, dass die gemessene Oberfläche dieser Probe infolge ihrer starken Fragmentierung größer als die Oberfläche aus der quasi-statischen Untersuchung ist. Es ist demnach festzuhalten, dass bei hochfesten Betonen offensichtlich eine Oberflächenvergrößerung infolge einer rauerer Bruchfläche unter steigender Dehngeschwindigkeit eintritt.

Das Verhältnis der Rauheit aus dem statischen und dynamischen Versuch beschreibt die bezogene Oberflächenvergrößerung der Bruchfläche infolge der gestiegenen Belastungsgeschwindigkeit. Abbildung 8.40 zeigt dazu das Ergebnis des hier betrachteten hochfesten Betons im Vergleich zu einem Normalbeton.

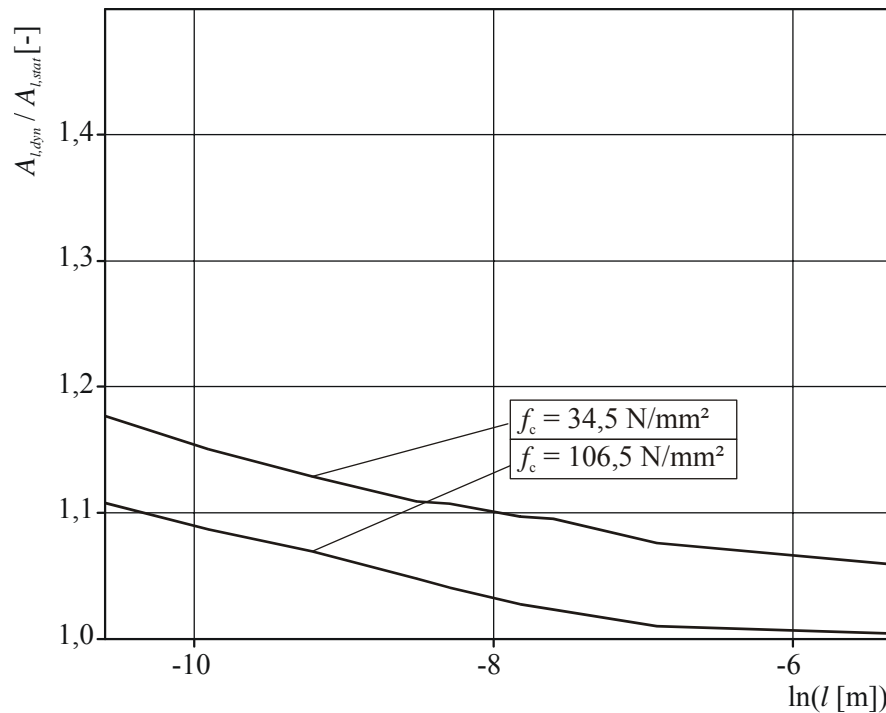


Abbildung 8.40 Bruchflächenvergrößerung für zwei Betone unterschiedlicher Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Abtastfeinheit

Natürlich ist die Ermittlung der verschiedenen Bruchflächen – wie bereits erwähnt – wiederum eine Funktion von der verwendeten Abtastfeinheit des Messsystems und somit variabel. Wenn als repräsentative Oberfläche diejenige mit der feinsten Abtastfeinheit von $25 \mu\text{m}$ angenommen werden kann, ergibt sich ein Oberflächenverhältnis für hochfesten Beton von $V_{Al,min} = 1,11$ und Normalbeton von $V_{Al,min} = 1,18$. Für den hochfesten Beton konnte bereits im Abschnitt 8.6.4 eine Zugfestigkeitssteigerung von einer statischen zur dynamischen Belastung von $f_{ct,dyn} / f_{ct,stat} = 1,2$ festgestellt werden. Unter der Voraussetzung, dass eine Festigkeitssteigerung ebenso von der Flächenvergrößerung abhängt, stünde ein abgeminderter Parameter für die reine Materialverfestigung. Abzüglich der Bruchflächenvergrößerung ist dann der Materialverfestigungsfaktor lediglich $V_{ct} = 1,2 / 1,11 = 1,08$ für den hochfesten Beton. Der Normalbeton mit der Druckfestigkeit von $f_c = 34,5 \text{ N/mm}^2$ erhält mit der gleichen Betrachtungsweise einen Verfestigungsfaktor von:

$$V_{ct} = 4,0 / 1,18 = 3,4 \text{ (vgl. Abschnitt 8.4.6, Abbildung 8.17).}$$

Die Materialverfestigung und die Bruchflächenvergrößerung scheinen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit zwei gegenläufige Effekte – zumindest im Bereich der hochfesten Betone – zu sein. Durch die grafische Darstellung in Abbildung 8.41 ist anzunehmen, dass sich V_{ct} ab einer Betondruckfestigkeit von $f_c > 106 \text{ N/mm}^2$ gegen 1,0 annähert. Demgegenüber scheint die Vergrößerung der Bruchfläche $V_{Al,min}$ infolge der Impulsbelastung in diesem Bereich einen größeren Einfluss zu haben.

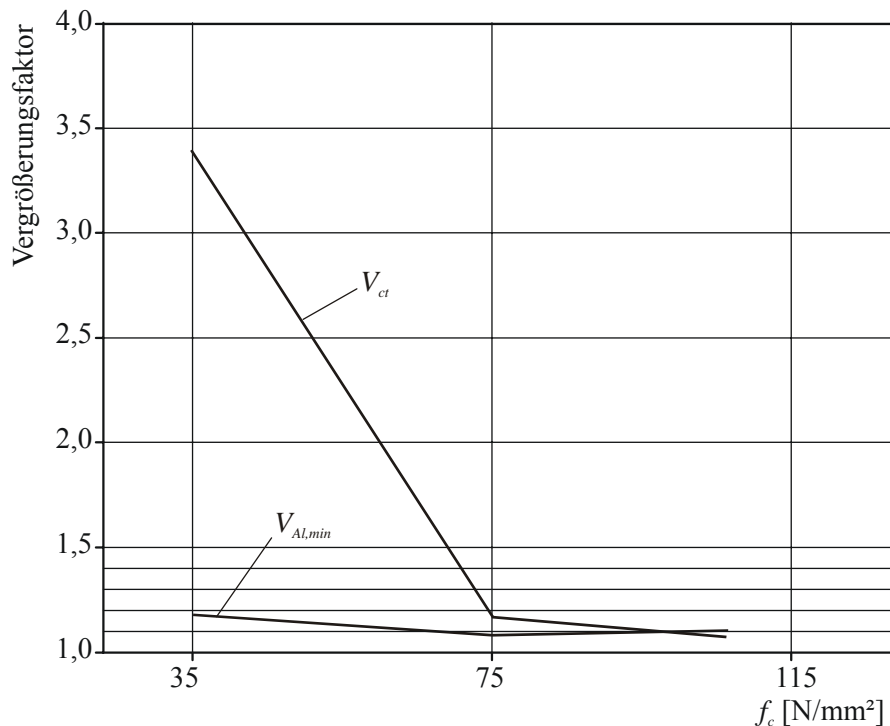


Abbildung 8.41 Verlauf der Anteile der Zugfestigkeitssteigerung bei einer Dehngeschwindigkeit von ca. $1,2 \text{ s}^{-1}$

Da aber während einer Impulsbeanspruchung sowohl eine Materialverfestigung als auch eine Vergrößerung der entstehenden Bruchfläche entsteht, wird in den weiteren Untersuchungen die Festigkeitssteigerung inklusive der Bruchflächenveränderung betrachtet.

8.7.2 Einfluss der Betonfestigkeitsklasse

Bereits MECHTCHERINE [77] hat fraktologische Untersuchungen an Bruchflächen durchgeführt und Unterschiede zwischen hochfestem und normalem Beton festgestellt. Dabei wurden die Rauheit und die fraktale Dimension einzelner Bruchflächen aus statischer Belastung von unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen experimentell ermittelt und miteinander verglichen. Für einen Normalbeton ist dabei folgendes beobachtet worden: der Abfall der Rauheitskurve verlief konstant bis zu einer verwendeten Maschenweite für die Oberflächenabtastung von ca. 1 mm. Unterhalb dieser Rasters wurde allerdings ein plötzliches Abfallen dieses Anstieges festgestellt. In Abbildung 8.42 ist dieser Knick bei $\ln(0.001 \text{ m}) \approx -7$ gezeigt. Im Gegensatz dazu zeigte der Anstieg der Rauheit einer Oberfläche von hochfestem Beton einen konstanten Betrag über die gesamte Skalierungsweite der Abtastung.

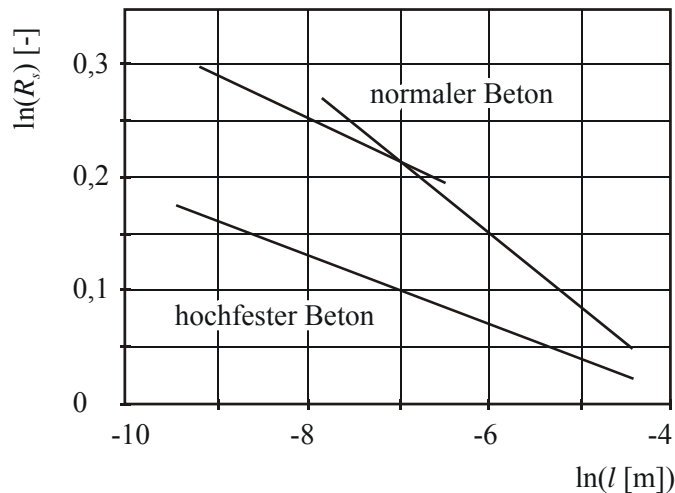


Abbildung 8.42 Knick der Rauheit bei Normalbeton aus MECHTCHERINE [77]

Als maßgebliche Ursache wurde hier das Versagen der Verbundzone zwischen Zementstein und Zuschlag beim Normalbeton gesehen. Die ungebrochenen Zuschlagkörner verursachten zwar eine Zunahme der mit größeren Netzen ermittelten Rauheit, bei der Verwendung von feineren Maschenweiten führte die rundliche Form des verwendeten Kiesel jedoch zu einem Abfall des Inkrementes. Runde Zuschlagkörner können annähernd als Teile von Sphären (Kugelformen) betrachtet werden. Für derartige Gebilde ist das fraktale Inkrement gleich Null, da zum Beispiel das Verhältnis der Oberfläche zur Grundfläche einer Halbkugel unabhängig von der Abtastfeinheit gleich 2,0 beträgt. Daher fällt die fraktale Dimension von Bruchflächen, die einen merklichen Anteil an ungebrochenen Zuschlagkörnern aufweisen, im Bereich feinerer Messnetze kleiner aus.

Infolge des abweichenden Bruchprozesses von hochfestem Beton sind wesentlich weniger ungebrochene Zuschlagkörner in der Bruchfläche vorhanden. Daher ist deren sphärischer Einfluss auf den gesamten Verlauf der Rauheit eher gering.

Die in dieser Arbeit betrachteten Bruchflächen zeigen unter quasi-statischer Belastung ein übereinstimmendes Verhalten mit den Ergebnissen von MECHTCHERINE [77]. Die in Abbildung 8.43 dargestellten Rauheitsverläufe zeigen ebenso für den Normalbeton eine wesentlich höhere Rauheit als bei den höherfesten Betonen. Auch der Knick des abfallenden Astes des Rauheitsverlaufes für den Normalbeton ist bei $\ln(l) = -7,8$ (l ... Maschenweite [m]) ersichtlich, was ein Sinken des fraktalen Inkrementes zur Folge hat. Eine durch die Kerbwirkung an der Risspitze gegebene Geradlinigkeit der Bruchfläche führt bei hochfesten Betonen unter Betrachtung eines großen Abtastrasters zu einer geringen Rauheit der Bruchfläche.

Für die Auswertung der Oberflächenanalyse und zur Bestimmung des Einflusses gebrochener und ungebrochener Zuschläge ist nach Ansicht des Verfassers lediglich der Bereich bis $\ln(l) = -9$ (das entspricht einer Rasterweite $l \approx 0,1$ mm) sinnvoll. Feinere Maschenweiten der Abtastung führen zur Detektierung der einzelnen Zementbausteine, die bekanntermaßen bei hochfesten Betonen wesentlich kompakter vorhanden sind als bei Normalbeton. Im Diagramm zeigt sich dieser Einfluss in einem starken Anstieg der Rauheit für sehr kleine Netzweiten.

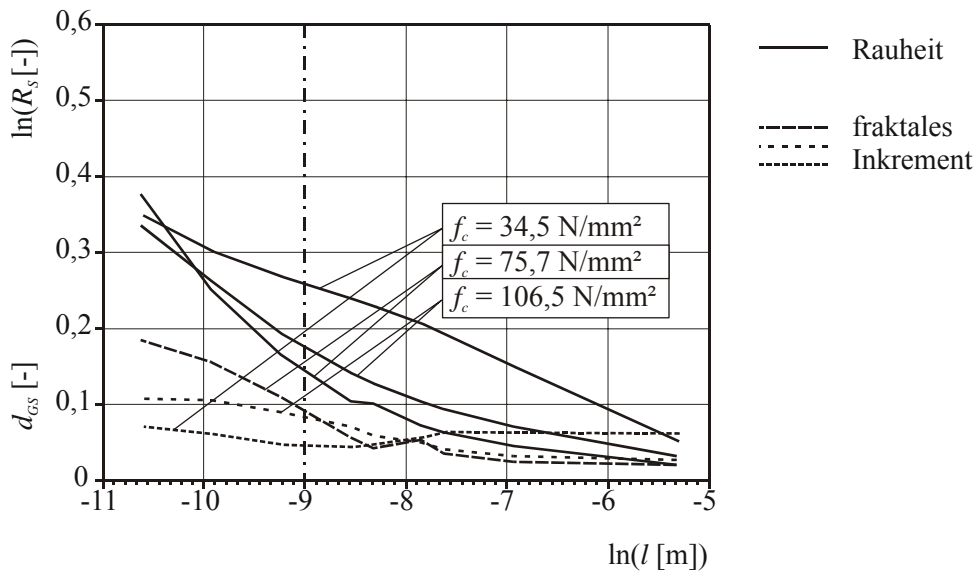


Abbildung 8.43 Rauheit und fraktales Inkrement von unterschiedlichen Betonen, quasi-statisch belastet

Die Erklärung, die für Bruchflächen aus quasi-statischer Belastung überzeugt, trifft bei der Impulsbelastung nicht mehr so einheitlich zu. Abbildung 8.44 zeigt den Rauheitsverlauf und das fraktale Inkrement von Betonoberflächen aus dynamischer Belastung. Die Dehngeschwindigkeiten aller Versuche sind aus Tabelle 5 im Abschnitt 7.5 zu entnehmen. Unterschiede entstehen infolge der höheren übertragbaren Spannungen im Werkstoff und der daraus folgenden größeren Anzahl zerbrochener Zuschläge in der Bruchfläche. Die Bereiche der feinsten Maschenweiten zeigen eine höhere Rauheit bzw. eine stärkere Zerklüftung als unter quasi-statischer Belastung, was im Diagramm für den Bereich $\ln(l) \leq -9$ deutlich zu erkennen ist.

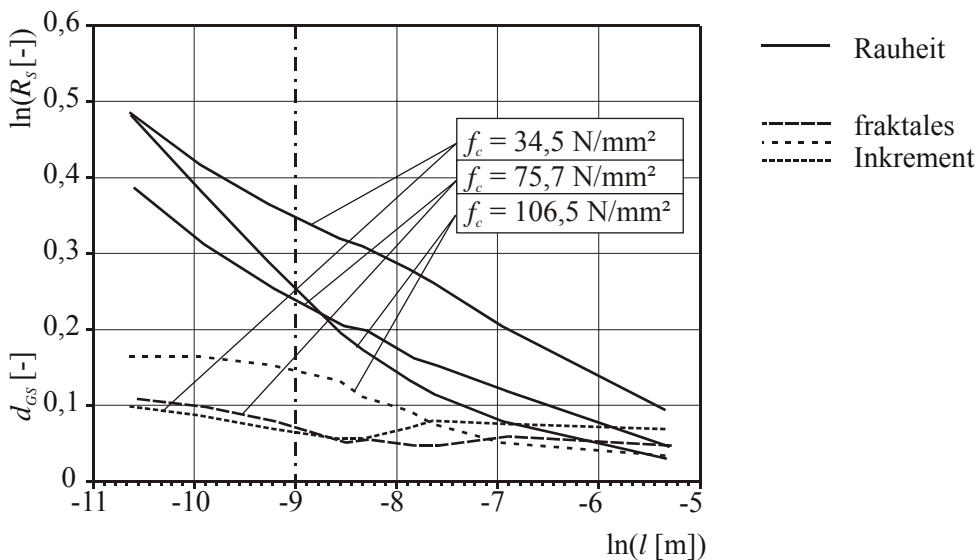


Abbildung 8.44 Rauheit und fraktales Inkrement von unterschiedlichen Betonen, dynamisch belastet

Auch unter hochdynamischer Beanspruchung zeigt der Normalbeton ein eindeutiges Abfallen des fraktalen Inkrementes bei $\ln(l) = -7,7$. Das ist wiederum ein Indiz für eine beachtliche Menge ungebrochener Zuschlagkörner – selbst unter hohen Dehnraten –, wobei deren Zahl

deutlich gesunken ist (erkennbar am höheren Niveau des fraktalen Inkrementes im Vergleich zur quasi-statischen Belastung). Der Beton der Würfeldruckfestigkeit $f_c = 75,7 \text{ N/mm}^2$ zeigt ebenso diesen Knick, allerdings bei $\ln(l) \approx -7,0$.

Besonders fällt der Verlauf der Oberflächenrauheit des Betons der Würfeldruckfestigkeit $f_c = 106,5 \text{ N/mm}$ auf. Ab dem Bereich von $\ln(l) = -7,0$ steigt das fraktale Inkrement stark an – ein Kennzeichen dafür, dass sich ab dieser Netzfeinheit die wirkliche Bruchoberfläche stark vergrößert. Es ist davon auszugehen, dass ab dieser Auflösung eine stark zufällige Form der Struktur erfasst wird. Um diese Tatsache zu verdeutlichen, ist in Abbildung 8.45 exemplarisch das fraktale Inkrement einer Oberfläche, bestehend aus reinen Zufallszahlen, dargestellt.

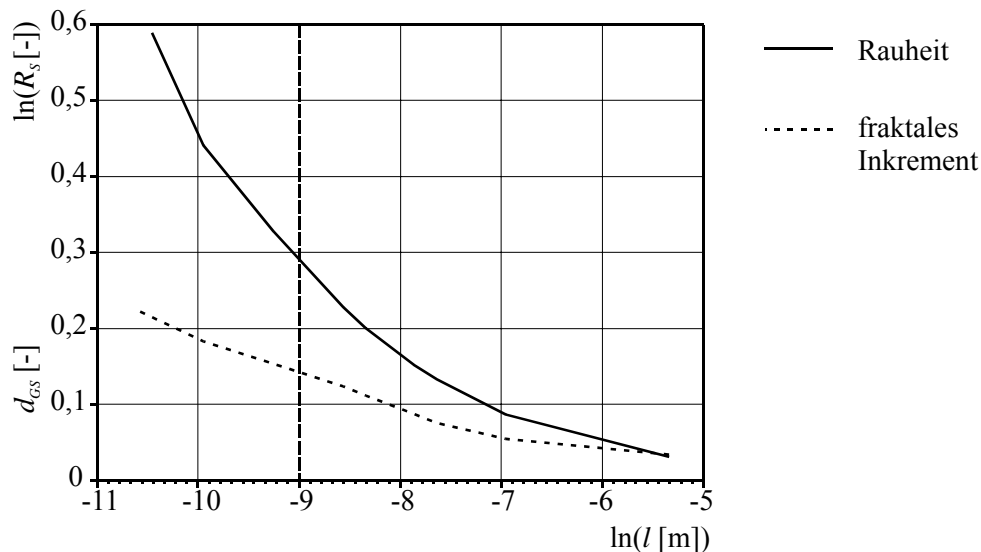


Abbildung 8.45 Rauheit und fraktales Inkrement einer zufälligen Oberfläche

Zusammenfassend lässt sich für dieses Kapitel feststellen, dass hochfester Beton, sowohl unter quasi-statischer Belastung als auch unter dynamischer Belastung, infolge der ebenen Bruchfläche eine geringere Rauheit als normalfester Beton aufweist. Es zeigt sich für alle untersuchten Betone bei hohen Dehnraten eine steigende Rauheit.

Im folgenden Abschnitt sollen Ergebnisse einer anderen Methode der Oberflächenanalyse vorgestellt werden. Bereits im Abschnitt 5.3 wurden die Möglichkeiten eines Ortsfrequenzspektrums, eine Oberfläche in ihre harmonischen Bestandteile zu zerlegen, vorgestellt, um ebenfalls den Grad einer Zerklüftung zu beschreiben.

8.8 Ergebnisse aus dem Ortsfrequenzspektrum

Das im Abschnitt 5.3 neu entwickelte Verfahren zur Bestimmung eines Ortsfrequenzspektrums soll dazu dienen, die Frequenzverteilung der gesamten Bruchfläche darzustellen. Mit diesem Verfahren soll vorerst der Anteil ungebrochener großer Zuschläge (niedrige Frequenz) in einem Normalbeton erfasst werden. Exemplarisch sind im Folgenden die Ergebnisse der Untersuchung eines normalfesten Betons dargestellt. Im nächsten Abschnitt wird dazu zunächst das Rechenverfahren erläutert.

Die untersuchten Bruchflächen haben eine Dimension von $4 \text{ cm} \times 9 \text{ cm}$. Mit dem im Abschnitt 7.3 beschriebenen Laser-Scanning-Verfahren ist diese Bruchfläche in einem Raster von $25 \text{ }\mu\text{m}$ abgetastet worden. Die daraus entstandene Oberflächenmatrix hat demzufolge die Dimension von 1601×3601 Werten, wodurch alle Zeilen der Matrix die Länge von 3601 Messwerten haben. Diese einzelnen Vektoren werden der FFT (siehe Abschnitt 5.3.2) unterzogen. Jedes einzeln ermittelte Amplitudenspektrum eines Messwertvektors wird in die-

selbe Zeile der Oberflächenmatrix zurückgeschrieben (siehe auch ORTLEPP / CURBACH [87]). Abbildung 8.46 zeigt dazu anschaulich den Rechenablauf.

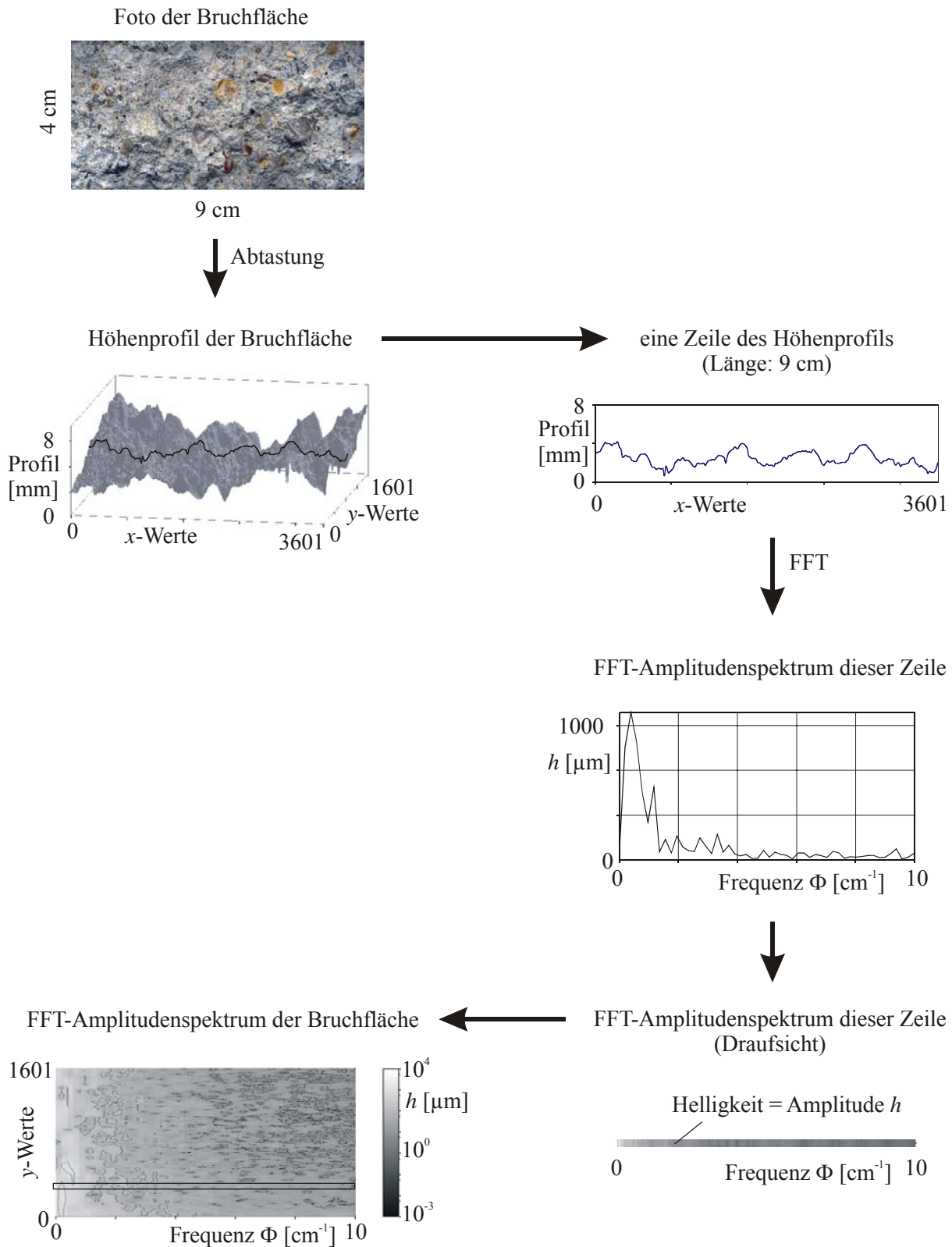


Abbildung 8.46 Rechenablauf für die Ermittlung des Ortsfrequenzspektrums

Die Betrachtung der Bruchflächen für quasi-statische Belastung und dynamische Belastung ergab folgende Ortsfrequenzspektren (Abbildung 8.47, Abbildung 8.48).

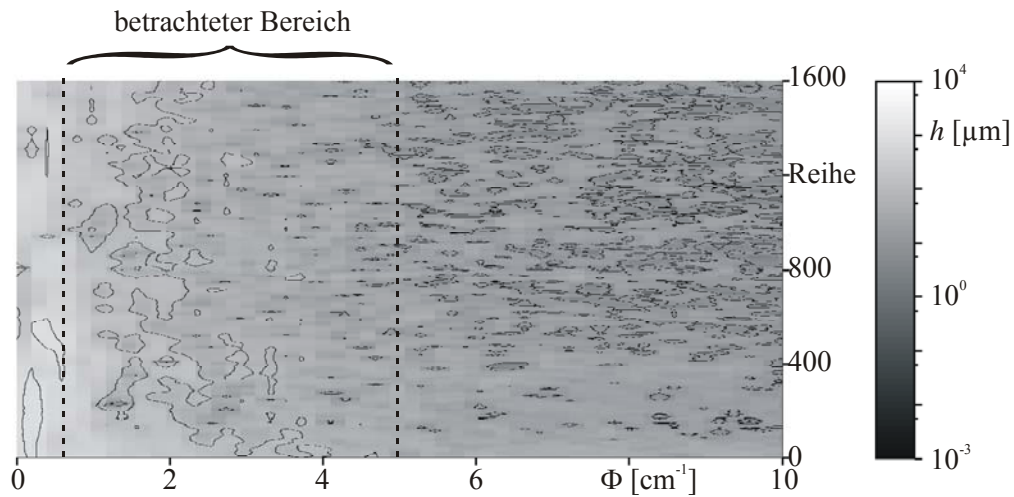


Abbildung 8.47 Ortsfrequenzspektrum des Normalbetons – quasi-statisch belastet

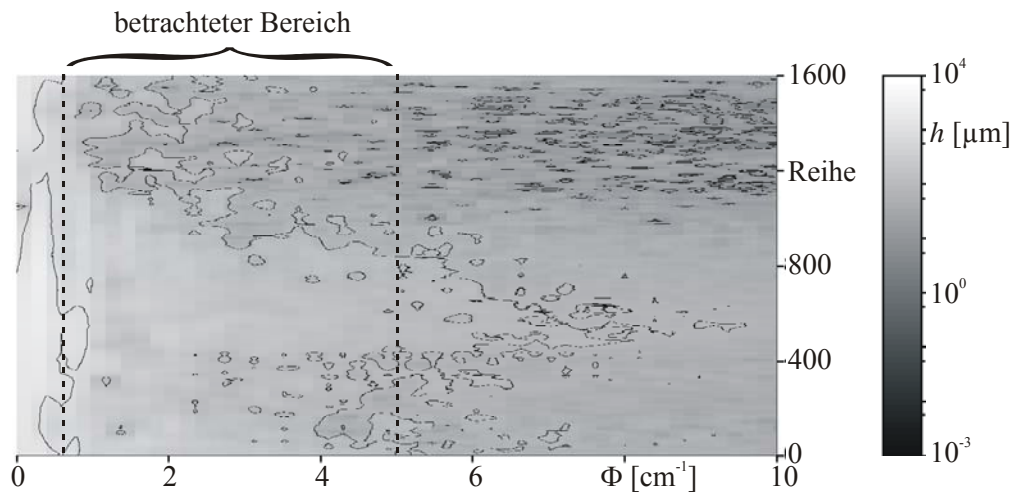


Abbildung 8.48 Ortsfrequenzspektrum des Normalbetons – dynamisch belastet

Interessant für die Auswertung dieser Kurven ist der Ortsfrequenzbereich von $0,63 - 5 \text{ cm}^{-1}$ (in den Abbildungen markiert durch die gestrichelten Linien). Das verwendete Größtkorn des Baustoffes von 16 mm (vgl. Anlage 2) würde im Spektrum eine Ortsfrequenz von $f = 1/1,6 = 0,63 \text{ cm}^{-1}$ erzeugen. Alle tieferen Frequenzen resultieren aus der Welligkeit der Bruchfläche und werden nicht durch die Zuschlagkörner beeinflusst. Der kleinste verwendete Kiesdurchmesser ist $0,2 \text{ cm}$ und würde eine Ortsfrequenz von $f = 1/0,2 = 5 \text{ cm}^{-1}$ erzeugen. Frequenzen oberhalb dieser Schranke werden nach Ansicht des Verfassers durch nicht harmonische Unebenheiten der Bruchfläche erzeugt.

Hellere Bereiche in den oben gezeigten Abbildungen weisen auf größere Amplituden der jeweils betrachteten Frequenz hin. Deutlich sind in den beiden Spektren die Frequenzverlagerungen zu erkennen. In der Bruchfläche der quasi-statisch belasteten Probe dominieren die tiefen Frequenzen. Das Wegbleiben der hohen Frequenzanteile der quasi-statisch belasteten Probe lässt auf eine glatte Oberfläche schließen. Dagegen zeigt das Frequenzspektrum der dynamisch belasteten Bruchfläche höhere Frequenzanteile, die durch eine stark zerklüftete Oberfläche angeregt werden. Auch ist der Frequenzverlauf über der auf der Ordinate dargestellten Breite der untersuchten Bruchfläche sehr unregelmäßig. Daraus kann auf eine starke Veränderung des Höhenprofils auch in Querrichtung geschlossen werden. Der Fall, dass ein Frequenzspektrum über viele Frequenzen einen konstanten Amplitudenwert zeigt, deutet auf ein zufälliges oder transientes Signal hin (Abbildung 8.49).

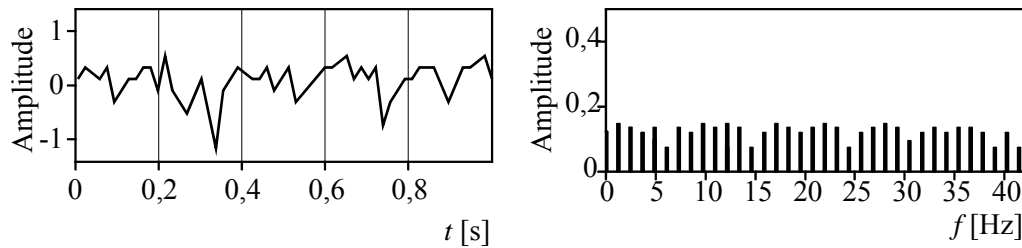


Abbildung 8.49 Zufälliges Signal mit dazugehörigem Amplitudenspektrum

Im nächsten Abschnitt sind Ortsfrequenzbilder von hochfesten Betonen unterschiedlicher Belastungsgeschichte dargestellt. Untersucht wurde – wie bereits in Abschnitt 8.7 beschrieben – ein Beton der Würfeldruckfestigkeit $f_c = 106,5 \text{ N/mm}^2$ sowohl quasi-statisch als auch mit einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 1,2 \text{ s}^{-1}$ belastet. Abbildung 8.50 und Abbildung 8.51 zeigen die entsprechend ermittelten Ortsfrequenzbilder.

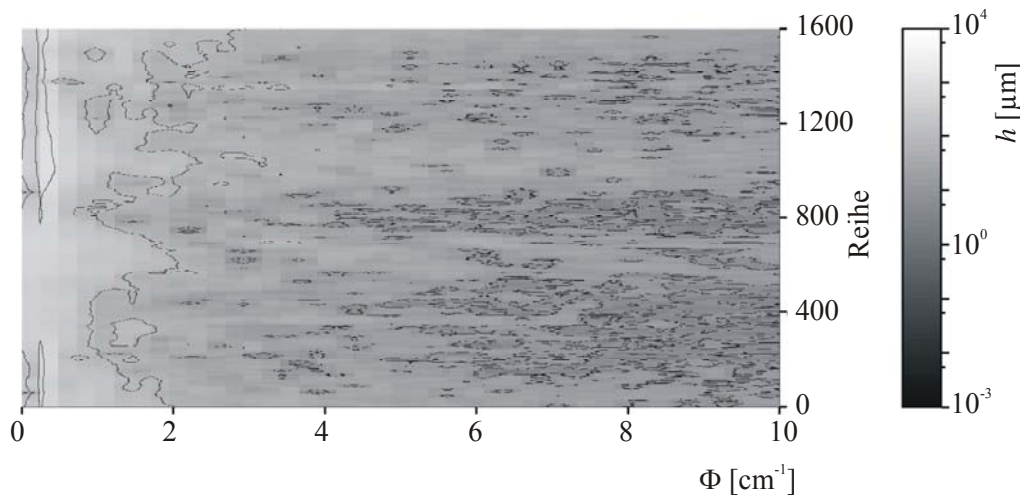


Abbildung 8.50 Ortsfrequenzspektrum eines hochfesten Betons – quasi-statisch belastet

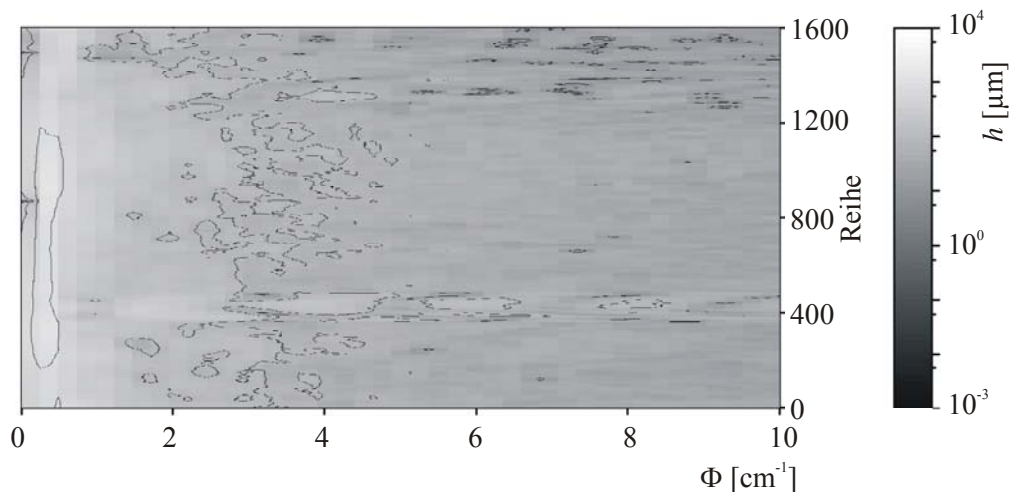


Abbildung 8.51 Ortsfrequenzspektrum eines hochfesten Betons – dynamisch belastet

Die Beachtung der eigens gesetzten Schranken, wie bei Normalbeton, ist bei hochfesten Betonen nicht erforderlich, da sich in der Bruchfläche kaum ungebrochene Zuschläge befinden. Für Belastungen mit geringer Dehngeschwindigkeit sind die hohen Frequenzen nahezu eliminiert – ein Kennzeichen einer sehr glatten Oberfläche.

Die deutlichen Anteile höherer Frequenzen in der Bruchfläche mit hoher Dehngeschichte weisen wiederum auf eine stärkere Zerklüftung hin. Wie auch in der fraktalen Analyse ausführlich erläutert, zeigen selbst hochfeste Betone – abhängig von der Belastungsgeschichte – Unterschiede im Erscheinungsbild der Bruchfläche.

An dieser Stelle wird noch ein weiterer Vorteil der Frequenzanalyse deutlich. In Zeile 400 der ursprünglich gescannten Probe befand sich – infolge schlechter Verdichtung des Frischbetons – ein größerer Lufteinschluss (siehe Anlage 4, Seite 174). Der daraus resultierende Sprung der Ortsfunktion erzeugt, wie bereits in Abschnitt 5.3.2 erläutert, wellenartige Höchstwerte im Frequenzspektrum. Diese Störungen in der Ortsfunktion, wie hier in Abbildung 8.51, sind auf diese Weise leicht zu erkennen und können entsprechend bewertet werden.

In Anlage 4 sind dazu weitere Frequenzverläufe von Bruchflächen von Betonen unterschiedlicher Würfeldruckfestigkeit dargestellt. Da für die statischen und dynamischen Untersuchungen jeweils der gleiche Ausgangsstoff verwendet wurde, sind die Unterschiede im betrachteten Bereich des Spektrums auf eine andersartige Oberflächenform infolge der Unterschiede des Bruchvorgangs zurückzuführen.

8.9 Tastversuche an ultra-hochfestem Beton

Neben den ausführlichen Untersuchungen an hochfestem Beton und der Analyse der Bruchflächenveränderungen infolge unterschiedlicher Belastungsgeschwindigkeiten sind einzelne Tastversuche mit Impulsbeanspruchung an ultrahochfestem Beton durchgeführt worden. Die erforderlichen Prüfkörper aus diesem Werkstoff stellte das Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe bereit. Der ultra-hochfeste Beton ist ein Teil der laufenden Forschung in dieser Einrichtung. Durch Zugabe von Stahlfasern, Quarzsand und Milrosilika in den Frischbeton und durch Vermeidung größerer Zuschläge ($d_G > 2 \text{ mm}$) kann durch einen geringen w/z -Wert (siehe Abbildung 8.52) eine 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit von über 200 N/mm^2 erreicht werden (BORNEMANN / TEICHMANN / SCHMIDT [9]). Ausführliche Angaben zur Herstellung und zu Materialparametern von ultrahochfestem Beton sind in KÖNIG / HOLSCHMACHER / DEHN [61] beschrieben.

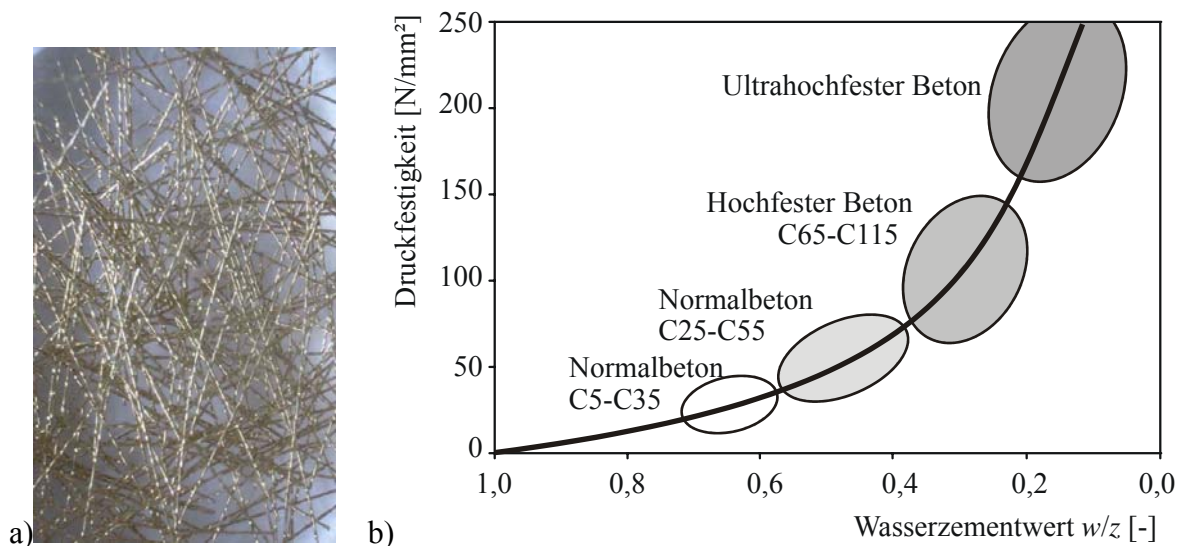


Abbildung 8.52 a) Stahlfasern zur Verbesserung der Duktilität,
b) Einfluss des w/z -Wertes auf die Betondruckfestigkeit aus BORNEMANN / TEICHMANN / SCHMIDT [9]

Die Zusammensetzung der einzelnen Bestandteile des in dieser Arbeit verwendeten Baustoffs gibt Tabelle 7 wieder.

Tabelle 7 Zusammensetzung des ultrahochfesten Betons

Bestandteil	Quarz-sand	Quarz-mehl	Cem I 42,5	Mikro-silika	Wasser	Fließ-mittel	Draht-fasern
Masse pro m ³	1098 kg	100 kg	824 kg	160 kg	160 kg	66,5 kg	179 kg

Die Frischbetonrohddichte errechnet sich zu $\rho_{Fr} = 2,59 \text{ t/m}^3$. Weitere Frischbetonwerte wurden nicht ermittelt. Die Würfeldruckfestigkeit des untersuchten Betons beträgt nach eigenen Messungen $f_c = 201 \text{ N/mm}^2$. Die Stahlfasern verleihen dem Beton eine enorme Duktilität. Im Gegensatz zu faserlosem Beton, der nur eine vergleichsweise geringe Bruchdehnung von ca. 2 ‰ hat, kann ein faserbewehrter Beton über große Rissbreiten noch beachtliche Spannungen übertragen. Diese Eigenschaft führt bei einer Impulsbeanspruchung zu einer erheblichen Verbesserung der dynamischen Zugfestigkeit. Dieses Merkmal gibt dem Werkstoff zusätzlich zur Materialverfestigung die Fähigkeit, unter der eigenen Plastifizierung kurzzeitig wesentlich höhere Zugspannungen aufzunehmen als unter statischer Last (vgl. Abschnitt 8.4.2). Der Spitzenwert der kurzzeitig zugeführten Kraft wird dabei durch Massenbeschleunigung und starke Rissuferverzahnung infolge der Fasern über eine längere Zeit auf einen kleineren Wert beschränkt, ohne dass eine vollständige Zerstörung des Materials stattfindet. Abbildung 8.53 zeigt den Zeitversatz und die Veränderung der Dehnungs-Zeit-Verläufe während einer Impulsbelastung. Der erhebliche Unterschied zwischen den Kraft-Zeit-Verläufen an der Lasteintragsstelle ($F_1(t)$) und am Aufhängepunkt ($F_2(t)$) weist auf die enorme Energiedissipation im duktilen Material hin. Besonders die Veränderung des ersten Kraftanstieges von $F_1(t)$ und $F_2(t)$ zeigt, dass eine starke Veränderung der Impulswelle beim Durchgang durch das Material erfolgt, da der Körper der Belastung nachgibt.

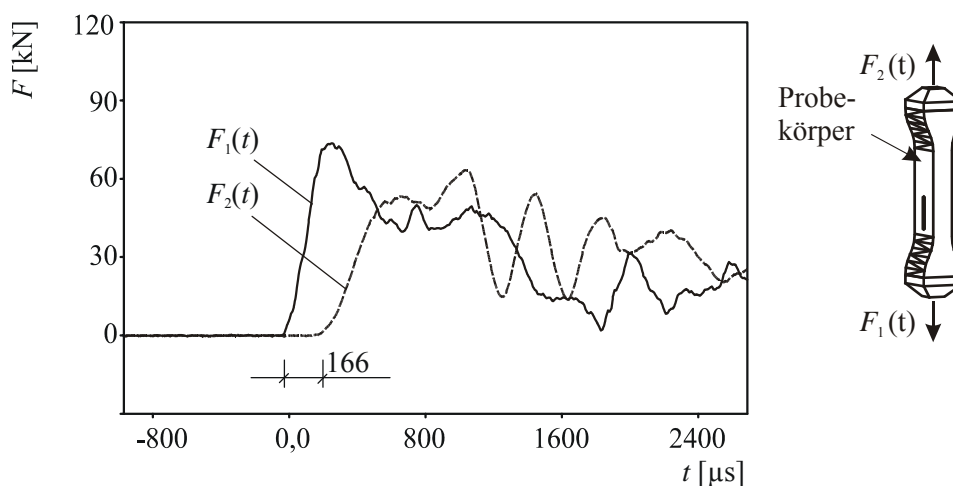


Abbildung 8.53 Zeitversatz und Änderung der Kraft während des Wellendurchgangs

Eine ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linie von ultrahochfestem Beton unter quasi-statischer Last und Impulsbelastung ist in Abbildung 8.54 dargestellt.

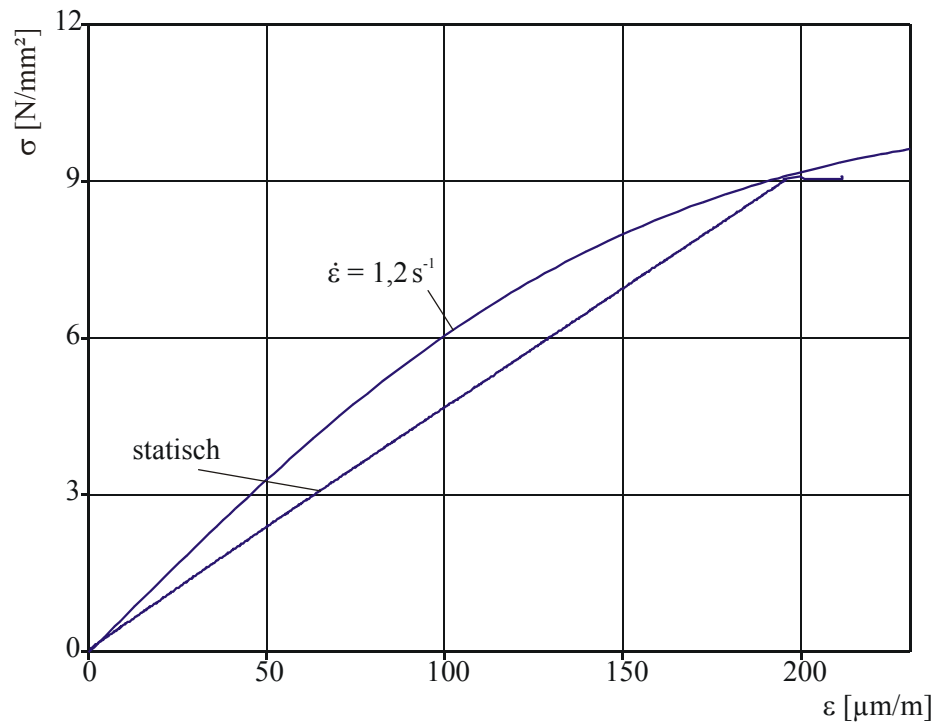


Abbildung 8.54 Ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linien von ultrahochfestem Beton

Die Festigkeit und die Duktilität der untersuchten Probe waren allerdings so groß, dass der Energieeintrag aus der Fallanlage nicht ausreichte, um den Probekörper bis zum Bruch zu belasten. Der Lasteintrag erfolgte bis zum Erstriss, danach verhinderte die Werkstoffplastifizierung den nötigen Spannungsaufbau durch die Einwirkung des von außen eingetragenen Impulses. Die Ausbreitung einer mechanischen Welle kann nach Beginn der Plastifizierung nicht mehr vonstatten gehen, da es nach dem linearen Spannungs-Dehnungs-Bereich zu keiner wesentlichen Materialverfestigung kommt. Der E-Modul sinkt sprunghaft auf den Wert *Null* ab, damit fällt oberhalb dieses Punktes die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit für große Spannungen ebenso auf *Null* ab (vgl. Abschnitt 3.2.4), demzufolge werden diese Spannungen nicht weitergeleitet. Abbildung 8.55 zeigt die entsprechende graphische Darstellung des dynamischen E-Moduls.

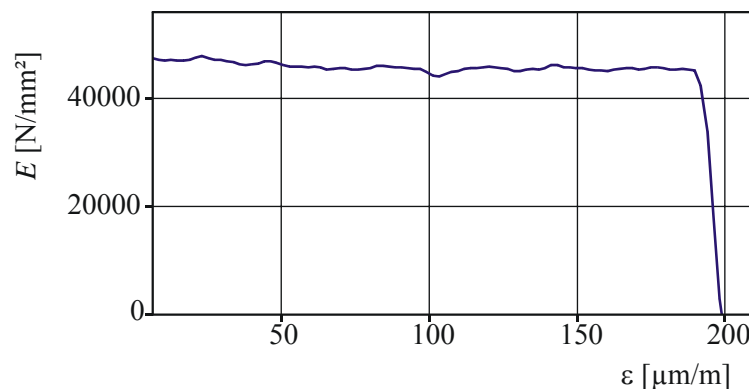


Abbildung 8.55 Dehnabhängigkeit des E-Moduls unter Impulsbeanspruchung

Neben der statischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung zeigt Abbildung 8.54 demnach nur den Verlauf der dynamischen Spannung bis zum Erreichen des Erstrisses in der Probe, nicht aber den Vorgang bis zum entgültigen Versagen.

Die vollständige Trennung des durch den Finalriss geteilten Probekörpers ist mit Hilfe einer statischen Lasteintragung erfolgt (Abbildung 8.56a). Eine Auswertung der Bruchflächen wird nicht vorgenommen. Durch den Auszug der Stahlfasern aus der Bruchprozesszone tritt eine vollständige Zerstörung der Bruchoberfläche ein (Abbildung 8.56b).

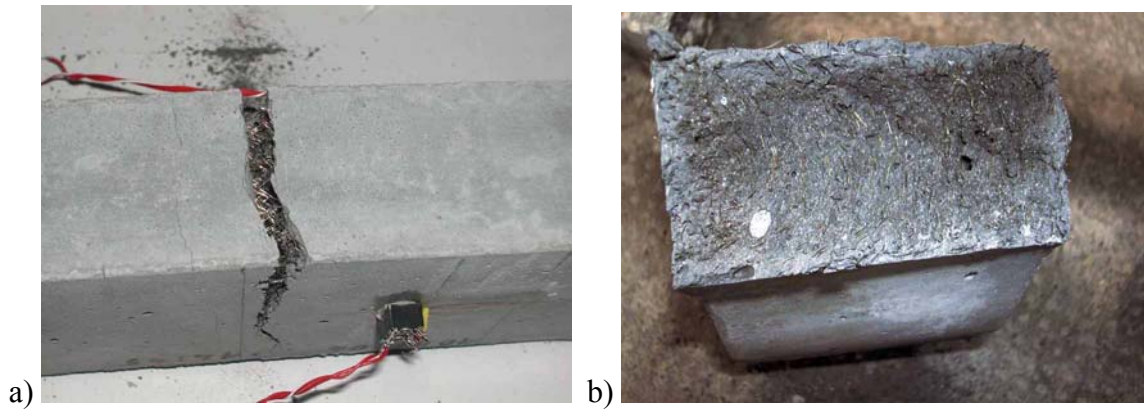


Abbildung 8.56 a) Starke Rissuferverzahnung durch Fasermaterial,
b) Bruchfläche nach vollständiger Trennung

9. Bewertung

9.1 Allgemeines

Der Bruch unter hohen Dehngeschwindigkeiten setzt sich im Wesentlichen aus zwei Bestandteilen zusammen. Zum einen wird bei einem Beton minderer Druckfestigkeit, bei welchem unter geringer Dehngeschwindigkeit die enthaltenen Zuschlagkörner infolge geringer Matrixfestigkeit im Wesentlichen zäh herausgezogen werden, unter schneller Beanspruchung ein Anwachsen der Gesamtfestigkeit festgestellt. Somit kommt es bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten zu häufigerem Kornversagen in der Bruchzone als im statischen Versuch. Die Analysen der Bruchflächen haben eine stärkere Fragmentierung der Bruchfläche gezeigt, was auf das Fehlen glatter ungebrochener Zuschlagkörner oder deren Negativabdrücke schließen lässt. Da allerdings auch hochfeste Betone, bei denen bereits unter geringen Dehngeschwindigkeiten Zuschlagkörner in der Bruchzone brechen, bei steigender Belastungsgeschwindigkeit eine rauere Bruchfläche besitzen, muss ein weiterer Effekt die Zerklüftung der Bruchflächen beeinflussen.

Der zweite Effekt ist die begrenzte Rissgeschwindigkeit im Bruchvorgang (CURBACH [18]). Die Entstehung der Oberflächengeometrie ist teilweise auch auf das im Abschnitt 4.2 beschriebene *Multiple Cracking* im dynamischen Lastfall zurückzuführen, das bereits von BACHMANN [4] in seinen Untersuchungen beobachtet werden konnte. Abbildung 9.1 zeigt den Unterschied eines Rissentstehungsprozesses zwischen einem normalfesten und einem hochfesten Beton.

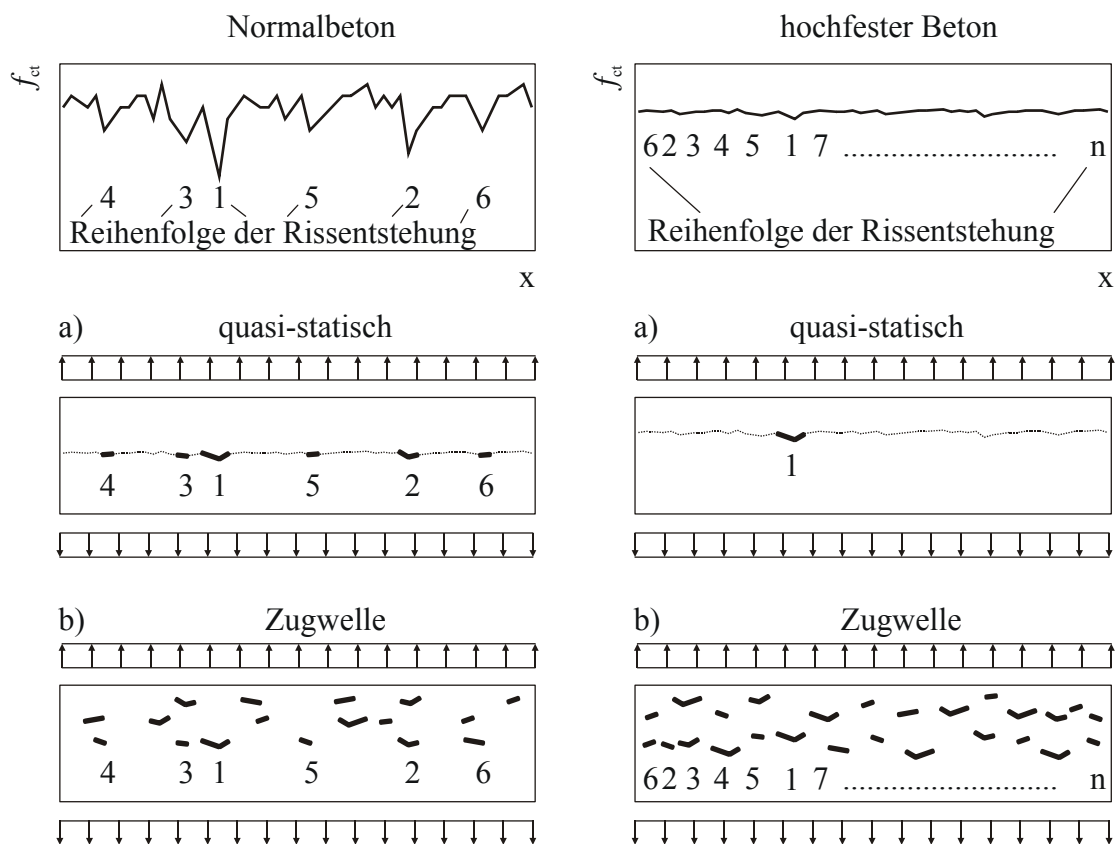


Abbildung 9.1 Rissentstehung bei a) niedriger und b) hoher Belastungsgeschwindigkeit

Aufgrund der großen Festigkeitsunterschiede kommt es unter einer geringen Dehngeschwindigkeit im Normalbeton an vielen verschiedenen Stellen zu einer Einzelrissbildung (Mikrorissbildung), die bis zum Erreichen des Bruches lokal begrenzt auftritt (Abbildung 9.1a)). Sich ausbreitende Mikrorisse werden durch ihre Ankunft in höhere Festigkeitsbereiche des Materials wieder gestoppt.

Bei hochfesten Betonen ist der Mikrorisswachstumsprozess infolge der geringeren Streuung der Festigkeit in der Bruchzone wesentlich geringer (Abbildung 9.1b)). Begünstigend für den Fortschritt des Einzelrisses unter statischer Belastung ist auch die Kerbwirkung an der Risspitze. Dort treten besonders hohe Zugspannungen auf, die das Fortlaufen eines Einzelrisses begünstigen. Die Bruchflächen zeigen einen glatten Verlauf. Ein Resultat dieses Prozesses ist das schlagartige Versagen im statischen Lastfall bei hochfesten Betonen.

Der Beweis dafür, ob im dynamischen Lastfall wirklich viele Risse initiiert werden, kann hier nur auf indirektem Wege gegeben werden. Wird bedacht, dass bei hochfestem Beton die Festigkeit der Matrix in ihrer Größenordnung der Festigkeit der Zuschlagkörner entspricht, so wird im zeitlichen Verlauf des Bruches der entstehende Riss annähernd senkrecht zur Hauptzugspannung verlaufen. Wenn jedoch viele Risse entstehen müssen, beginnen sie infolge der Festigkeitsverteilung über den Probekörper mit großer Wahrscheinlichkeit in unterschiedlichen Höhen im Probekörper. Demnach entsteht im Endeffekt eine treppenartige Bruchfläche, die im Gegensatz zu dem statischen Bruch wesentlich zerklüfteter ist.

Die nachträgliche Bruchflächenanalyse mittels Rauheitsmessung zeigt deutlich, dass bei gleicher Betonfestigkeit im dynamischen Fall die Oberfläche „rauer“ ist. Die Darstellung der von der Netzfeinheit unabhängigen fraktalen Dimension und ebenso die Berechnung der Ortsfrequenzspektren zeigen jeweils das gleiche Ergebnis – eine ansteigende Rauheit unter steigender Dehngeschwindigkeit. Dieses sogenannte *Multiple Cracking* erhöht nach Ansicht von REINHARDT [92] die dynamische Bruchenergie, da durch gleichzeitige Entstehung vieler Risse die Gesamtbruchfläche anwächst. Somit kann auch für den hochfesten Beton die Festigkeitssteigerung unter hohen Dehngeschwindigkeiten erklärt werden.

Festzuhalten ist hier, dass es bei den verschiedenen Betonklassen unterschiedliche Bruchmechanismen gibt, die sich wiederum auf das Verhalten im statischen und dynamischen Lastfall auswirken.

9.2 Vorschlag einer Beziehung zur Beurteilung der Festigkeitssteigerung

Verschiedene Bruchmechanismen führen zu einem unterschiedlichen Verlauf der Festigkeitssteigerung für unterschiedliche Bereiche der angreifenden Dehngeschwindigkeit. Demzufolge ist für die Angabe einer mathematischen Beziehung für diesen Effekt auch eine Beziehung mit zwei unterschiedlichen Anteilen erforderlich. Im CEB Model Code [13] wird bereits eine zweiteilige Beziehung zwischen Dehngeschwindigkeit und Zugfestigkeitssteigerung aufgeführt (vgl. Abschnitt 3.3). Die CEB-Formulierung basiert auf dem Entwurf des Model-Codes, dem CEB Bulletin 187 [12]. In diesem Entwurf wurde der Vorschlag zur Festigkeitssteigerung von REINHARDT [93] aufgenommen, der auf einem theoretischen Modell basiert. Die Änderung des Anstieges des Erhöhungsfaktors liegt in dieser Beziehung bei $\dot{\epsilon} = 30 \text{ s}^{-1}$. Dagegen zeigen experimentelle Daten von verschiedenen Autoren (vgl. Abschnitt 3.3, Abbildung 3.5) bereits eine beträchtliche Erhöhung der dynamischen Zugfestigkeit bei $\dot{\epsilon} \approx 1 \text{ s}^{-1}$.

In einem Aufsatz von MALVAR / CRAWFORD [74] wird eine Anpassung der Formulierung aus dem CEB laut Gl. (9.2-1) vorgeschlagen:

$$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right)^\delta, \quad \text{für } \dot{\varepsilon} \leq 1 \text{ s}^{-1}$$

$$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} = \beta \cdot \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right)^{1/3}, \quad \text{für } \dot{\varepsilon} > 1 \text{ s}^{-1} \quad (9.2-1)$$

mit

$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}}$ Verhältnis von aufnehmbarer dynamischer zu statischer Zugspannung,

$\log \beta = 6 \cdot \delta - 2$,

$\delta = \frac{1}{1 + 8 \cdot \left(\frac{f_c}{f_{c0}} \right)}$,

$\dot{\varepsilon}$ untersuchte Dehngeschwindigkeit,

$\dot{\varepsilon}_0 = 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (quasi-statische Dehngeschwindigkeit),

f_c statische Betondruckfestigkeit und

$f_{c0} = 10 \text{ MN/m}^2$.

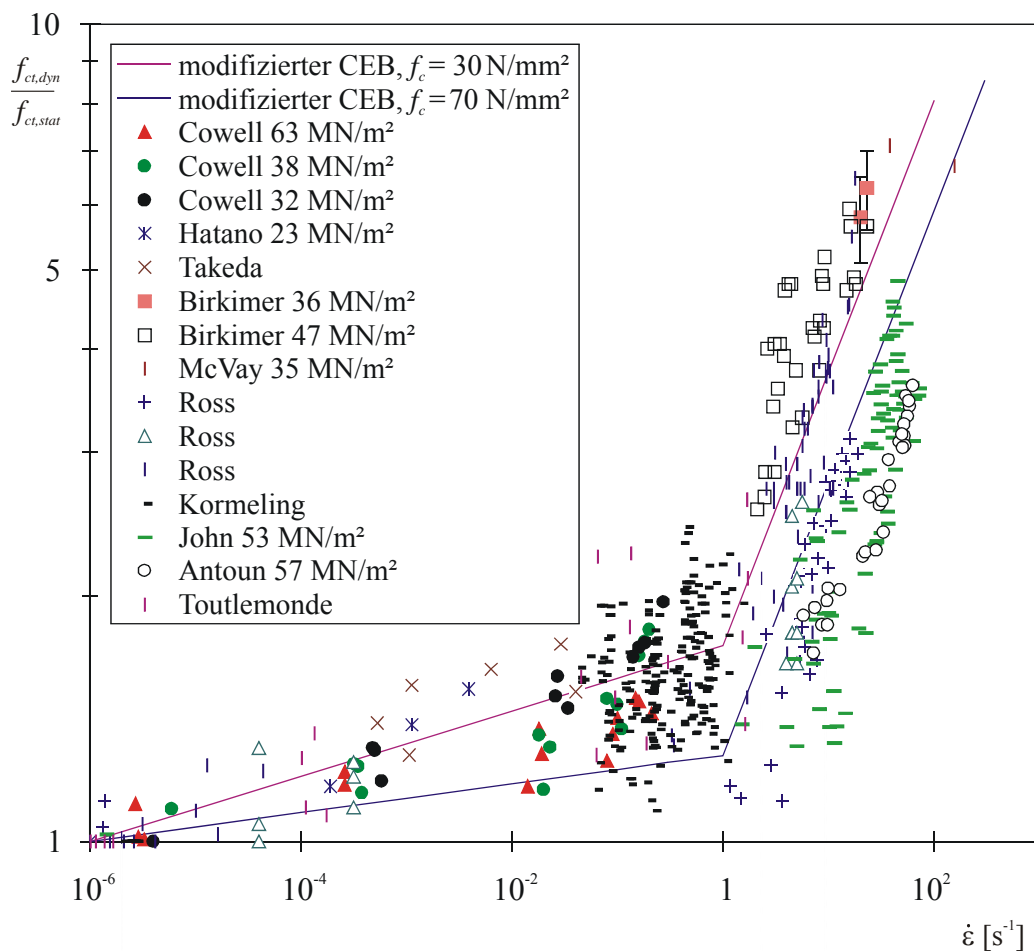


Abbildung 9.2 Vorgeschlagene modifizierte CEB-Kurve für zwei Betonfestigkeitsklassen im Vergleich mit Experimentaldaten nach MALVAR / CRAWFORD [74]

Der Wechsel des Geradenanstieges liegt bei dieser Formulierung unabhängig von der Betonfestigkeit bei $\dot{\epsilon} = 1 \text{ s}^{-1}$.

Im Gegensatz dazu zeigen die Untersuchungen in dieser Arbeit eine deutliche Verschiebung dieses Punktes in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit (Anlage 5). In Anlehnung an MALVAR / CRAWFORD [74] wird die Gleichung zur Abschätzung der Festigkeitssteigerung wie folgt modifiziert (Gl. (9.2-2)):

$$\begin{aligned} \frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} &= \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^\delta, \text{ für } \dot{\epsilon} \leq \omega \\ \frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}} &= \beta \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1/3}, \text{ für } \dot{\epsilon} > \omega \end{aligned} \quad (9.2-2)$$

mit

$\frac{f_{ct,dyn}}{f_{ct,stat}}$ Verhältnis von aufnehmbarer dynamischer zu statischer Zugspannung,

$$\delta = \frac{1}{1 + 8 \cdot \left(\frac{f_c}{f_{c0}} \right)},$$

$$\log \beta = 280 \cdot \delta^2 + 5,4 \cdot \delta - 2,13,$$

$\dot{\epsilon}$ untersuchte Dehngeschwindigkeit,

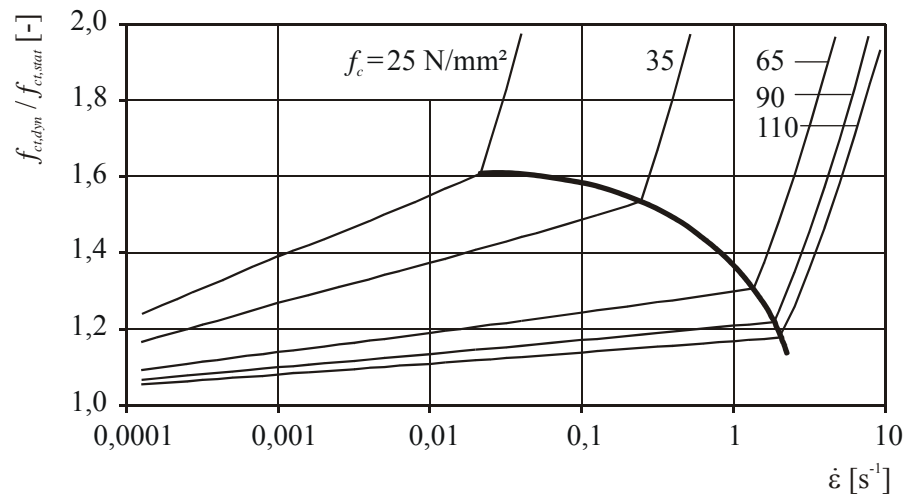
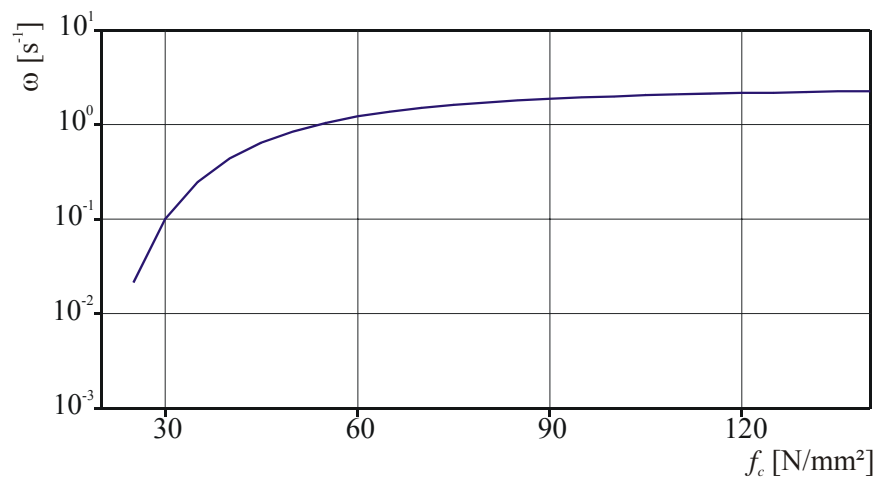
$\dot{\epsilon}_0 = 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (quasi-statische Dehngeschwindigkeit),

f_c statische Betondruckfestigkeit,

$f_{c0} = 10 \text{ MN/m}^2$ und

$$\omega = \dot{\epsilon}_0 \cdot \beta^{3 \cdot \left(\frac{1}{3\delta-1} \right)}.$$

Die vorgeschlagene Änderung für $\log \beta$ bewirkt eine Verschiebung des Geradensprungs im Diagramm, in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit. Für $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$ liegt dieser Punkt bei ca. $\dot{\epsilon} = 0,02 \text{ s}^{-1}$, für $f_c = 110 \text{ N/mm}^2$ bei ca. $\dot{\epsilon} = 2 \text{ s}^{-1}$. Die Beziehung für ω ermittelt sich aus der Bestimmung des Schnittpunktes der beiden Geraden. Abbildung 9.3 und Abbildung 9.4 zeigen dazu den grafischen Verlauf des Knickpunktes. Die neu entwickelte Beziehung der Zugfestigkeitssteigerung, abhängig von der Betondruckfestigkeit, wurde ebenso in den Diagrammen in Anlage 5 abgebildet.

Abbildung 9.3 Verlauf des Festigkeitssprunges ω Abbildung 9.4 Verlauf des Festigkeitssprunges ω in Bezug zur Würfeldruckfestigkeit f_c

Der Parameter ω ist lediglich abhängig von der Druckfestigkeit des Betons f_{cs} und den Konstanten f_{c0} und $\dot{\epsilon}_0$. Er ergibt sich durch Ersetzen von β und δ zu GL. (9.2-3).

$$\omega = \dot{\epsilon}_0 \cdot 10^{\left(\frac{280}{\left(1 + 8 \cdot \frac{f_c}{f_{c0}}\right)^2} + \frac{5,4}{1 + 8 \cdot \frac{f_c}{f_{c0}}} - 2,13 \right) \cdot \frac{3}{\frac{3}{1 + 8 \cdot \frac{f_c}{f_{c0}}} - 1,0}} \quad (9.2-3)$$

mit

- f_{cs} statische Betondruckfestigkeit,
- $\dot{\epsilon}_0 = 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ (quasi-statische Dehngeschwindigkeit) und
- $f_{c0} = 10 \text{ MN/m}^2$.

9.3 Anteile der Festigkeitssteigerung

Die Vorbetrachtungen aus dem Abschnitt 3.3 geben bereits verschiedenartige Einflüsse einer Festigkeitssteigerung unter einer stoßartigen Beanspruchung von Beton an. Einerseits zeigen ROSS ET AL. [100], dass wassergefüllte Poren in einem Normalbeton zu einer erheblichen Festigkeitssteigerung führen, die aus einer zusätzlichen Zugspannungsaufnahme des Wassers

hervorgeht. Unzweifelhaft hängt die Größenordnung dieses Einflusses vom absoluten Porengehalt des Werkstoffes ab. In einem Normalbeton, in dem sich relativ viele Poren mit Wasser füllen können, wird dieser Effekt wesentlich ausgeprägter auftreten als bei einem hochfesten Beton. Zur Kapillarporosität gibt LOCHER [71] eine Beziehung zur Betondruckfestigkeit an (Gl (9.3-1), Abbildung 9.7). Da die Porosität mit steigender Druckfestigkeit des Betons sinkt, ist damit zu rechnen, dass der Einfluss des Traganteils aus wassergefüllten Poren ebenso geringer wird.

$$f_c = 200 \cdot \left(1 - \frac{\rho_{KP}}{100}\right)^{4,7} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{bzw.}$$

$$\rho_{KP} = 100 \cdot \left(1 - \left(\frac{f_c}{200}\right)^{\frac{1}{4,7}}\right) \quad [\text{Vol.-%}] \quad (9.3-1)$$

mit

ρ_{KP} Kapillarporosität [Vol.-%]
 f_c Betondruckfestigkeit [N/mm²]

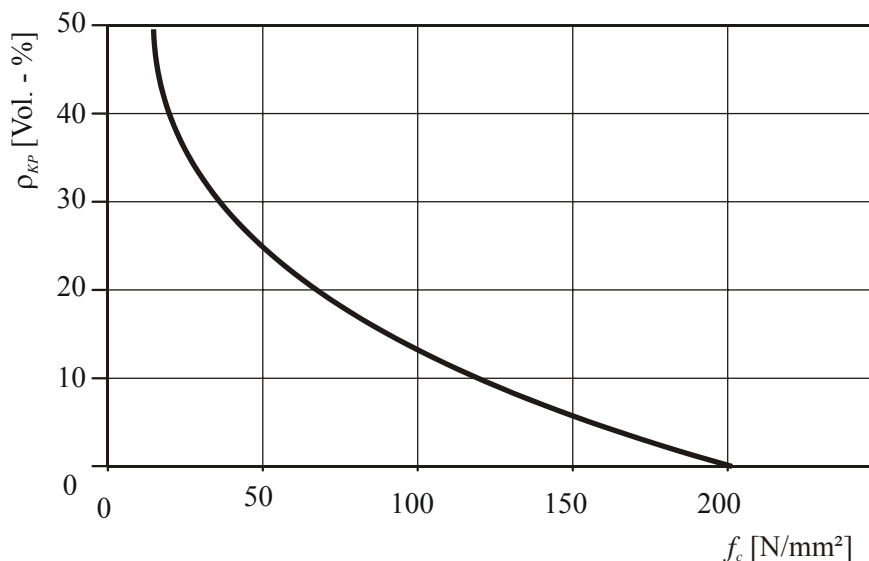


Abbildung 9.5 Kapillarporosität in Bezug zur Würfeldruckfestigkeit f_c , LOCHER [71]

Andererseits beeinflusst auch die räumliche Festigkeitsverteilung im Beton maßgeblich die dynamische Zugfestigkeitssteigerung. Im Abschnitt 3.3 sind dazu bereits theoretische Untersuchungen anhand eines numerischen Beispiels vorgestellt worden. Diese zeigen, dass der Wert der Standardabweichung einer angenommenen normalverteilten Zugfestigkeit maßgeblich an einer gemessenen Festigkeitssteigerung beteiligt ist. Für den hochfesten Beton bedeutet dies allerdings, dass aufgrund einer relativ gering streuenden Zugfestigkeit unter einer Impulsbelastung eher eine schwächere Steigerung durch diesen Effekt zu erwarten ist.

Den größten Einfluss auf die Festigkeitssteigerung von hochfesten Betonen im dynamischen Lastfall, der nicht aus einem veränderten Materialverhalten stammt, hat allem Anschein nach die begrenzte Rissgeschwindigkeit während des Bruchvorgangs. Fraktometrische und harmonische Analysen an Bruchflächen zeigen die steigende Zerklüftung infolge schnellerer Belas-

tung, was auf den Beginn vieler Risse in verschiedenen Querschnittsebenen zurückzuführen ist.

9.4 Vorschlag einer Beziehung zur Beurteilung der Dehnsteigerung

Ein weiteres Ergebnis der Untersuchungen ist die Erhöhung der maximal aufnehmbaren Dehnungen im Zugversuch, wie bereits im Abschnitt 8.4.6 gezeigt wurde. Anlage 3 zeigt gemessene Spannungs-Dehnungs-Linien unterschiedlicher Betone mit verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten. Vergleichbar mit dem Gesetz der Zugfestigkeitssteigerung ist eine Erhöhung der Dehnung zu beobachten. Bereits CURBACH [18] fand heraus, dass ein Riss in einem dynamischen Versuch kurz entstehen kann, sich aber nach einer schnellen Entlastung sofort wieder schließt. Im Versuch wurden unter anderem Bauteile nach Überschreiten der rissauslösenden Kerbspannung, aber vor Erreichen der dynamischen Festigkeit, wieder entlastet. In diesem Fall kam es zu keinem vollständigen Versagen der Probe. Da während der hier laufenden Untersuchungen nicht beobachtet werden konnte, ob eine gemessene Dehnung die wirkliche Materialdehnung oder der Anfang eines Risses ist, wurden auch sich wieder schließende Rissöffnungen als Gesamtdehnung betrachtet.

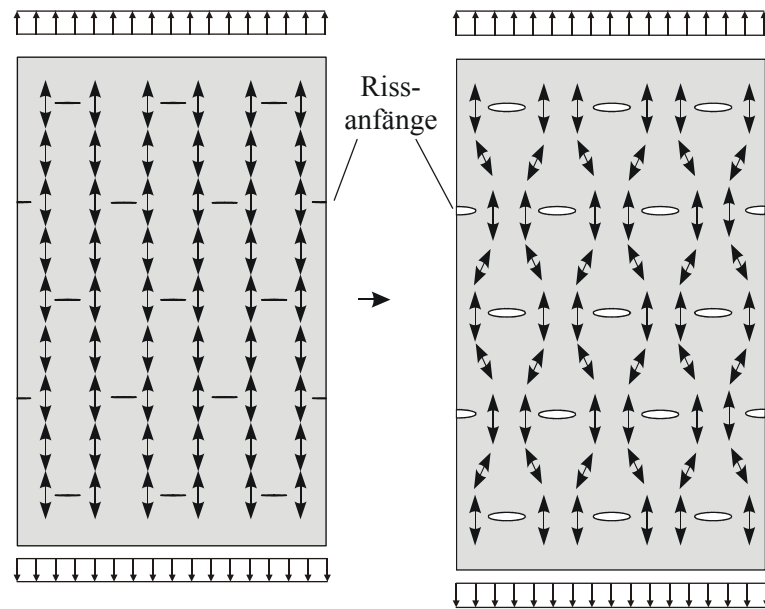


Abbildung 9.6 Kurzzeitiges Öffnen der Poren bewirkt zusätzliche Dehnungsanteile

Wie bereits in Abschnitt 8.5 dargelegt wurde, zeigt die Dehnungssteigerung keine Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit. In Abbildung 9.7 zeigen die ermittelten Verhältnisse von dynamischer und statischer Maximaldehnung annähernd den gleichen Verlauf der Dehnvergrößerung für alle untersuchten Betonfestigkeiten. Der Verlauf scheint sich, wie auch bei den Maximalspannungsverhältnissen, in zwei Bereiche zu gliedern. In Gleichung (9.4-1) ist in Anlehnung an die Spannungszunahme aus MALVAR / CRAWFORD [74] der Zusammenhang zwischen Dehngeschwindigkeit und Dehnungszunahme dargestellt, wobei der Übergang bei einer Dehngeschwindigkeit von ca. $1,0 \text{ s}^{-1}$ berücksichtigt wird.

$$\frac{\varepsilon_{dyn}}{\varepsilon_{stat}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right)^{\delta}, \quad \text{für } \dot{\varepsilon} \leq 1 \text{ s}^{-1}$$

$$\frac{\varepsilon_{dyn}}{\varepsilon_{stat}} = \beta \cdot \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right)^{1,1}, \quad \text{für } \dot{\varepsilon} > 1 \text{ s}^{-1} \quad (9.4-1)$$

mit

$\frac{\varepsilon_{dyn}}{\varepsilon_{stat}}$ Verhältnis maximaler dynamischer zu statischer Dehnung,

$$\delta = \frac{1}{75},$$

$$\log \beta = -6,5,$$

$\dot{\varepsilon}$ untersuchte Dehngeschwindigkeit und

$$\dot{\varepsilon}_0 = 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1} \text{ (quasi-statische Dehngeschwindigkeit).}$$

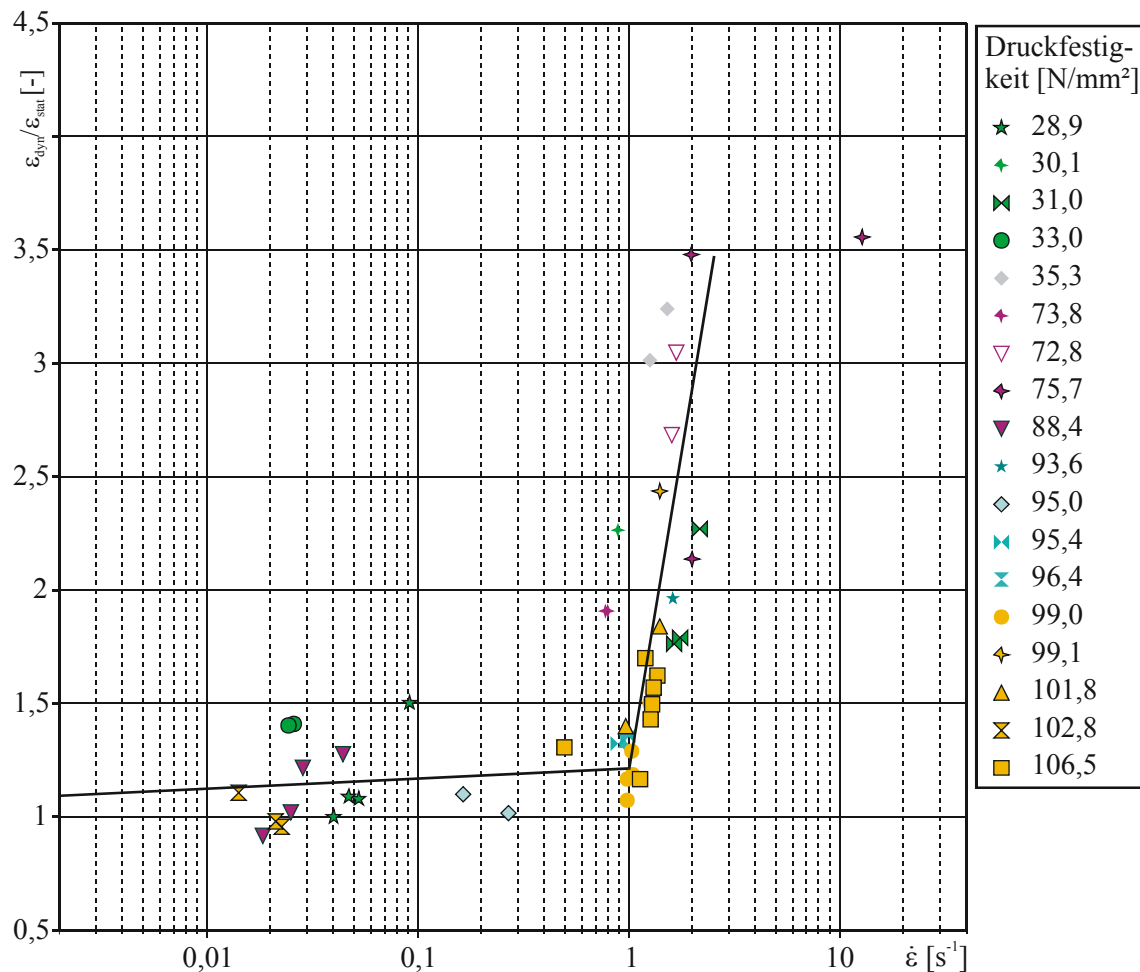


Abbildung 9.7 Steigerung der bezogenen Dehnung in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit und der Betondruckfestigkeit

Die dargestellten Ergebnisse zur Entwicklung der maximalen Dehnung in Bezug auf die Dehnrates zeigen indirekt, dass eine weitere Verzahnung bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten stattfindet. Die Maximaldehnung steigt ab einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\varepsilon} = 1,0 \text{ s}^{-1}$ sprunghaft an. Dass diese enorme Steigerung einen elastischen Charakter besitzt, zeigt das Abfallen der Dehnung auf den Wert *Null* nach dem Bruchvorgang eines hochfesten Betons zum Beispiel in Abschnitt 8.5, Abbildung 8.19. Kleine Mikrorisse, die durch die Messapparatur als Materialdehnung interpretiert werden, schließen sich nach der Entlastung wieder. Es kommt aufgrund der zeitlich begrenzten Lastaufbringung nicht zur Entstehung eines Finalrisses. Im Gegensatz dazu bleiben Risse bei normalfestem Beton erhalten, begründet mit dem

teilweisen Ausziehen mit plastischem Charakter der Zuschlagkörner aus der umgebenden Matrix.

Bei der Betrachtung der Spannungs-Dehnungs-Linien von hochfesten Betonen ist der Unterschied zwischen dem statischen und dem dynamischen Lastfall eher gering. Im Wesentlichen ist dieser auf das fehlende Ausziehvermögen der Zuschläge aus der Matrix zurückzuführen. Der Baustoff bricht spröde. Da die Verteilung der Festigkeit der einzelnen Bausteine bei hochfestem Beton annähernd gleich ist, werden nach Erreichen der Zugfestigkeit gleichzeitig viele Rissanfänge durch Kerbwirkung entstehen. Während sich die Rissufer entgegenlaufen, kann die Spannung infolge äußerer Belastung noch geringfügig ansteigen, bis es zum Versagen der Probe kommt.

10. Zusammenfassung und Ausblick

10.1 Zusammenfassung

Unter hohen Dehngeschwindigkeiten, hervorgerufen durch stoßartige Belastungen wie Impact, Detonationen und Schockwellen, zeigen viele Werkstoffe, darunter Beton, veränderte Trag- und Verformungseigenschaften. In der vorliegenden Arbeit wurde das Materialverhalten normal- und hochfester Betone unter derartigen hohen dynamischen Einwirkungen untersucht. Insbesondere wurden dabei die Entwicklung der Festigkeitssteigerung und der Spannungs-Dehnungs-Beziehung betrachtet.

In einem Überblick über vorangegangene Arbeiten wurden zunächst Beispiele für mögliche Anwendungsfälle vorgestellt und das prinzipielle Betonverhalten unter Zugbeanspruchung ausführlich erläutert. Infolge seiner Materialeigenschaften, seines hohen spezifischen Gewichtes und der hohen Materialdämpfung ist Beton prädestiniert für die Aufnahme, Weiterleitung und Dissipation von Stoß- und Schockbelastungen. Es wurde gezeigt, wie sich eine Longitudinalwelle während ihres Weges durch den Werkstoff Beton verändert und wie die Art der Wellenausbreitung zur Bestimmung von Materialparametern unter diesen dynamischen Bedingungen herangezogen werden kann. Dabei wurden ausführlich die Möglichkeiten zur Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter stoßartiger Belastung diskutiert.

Weiterhin wurden Möglichkeiten der experimentellen Untersuchung vorgestellt. Sehr häufig verwendete Versuchsaufbauten sind zentrische Zugversuche und Einschlag eines Fremdkörpers. Abhängig von der Untersuchungsmethode konnten unterschiedliche Materialparameter experimentell gewonnen werden. Für eine ausreichende Beschreibung des Bruchvorgangs während einer Kurzzeitbelastung waren in die entsprechenden statischen Stoffgesetze zusätzliche Trägheitsmassen und Reibelemente zu implementieren, um ein Abbild der dynamischen Eigenschaften zu schaffen und das Festigkeitsverhalten zu beschreiben.

Für den Rissfortschritt wurde ein kritischer Winkel ϕ_c definiert, mit dem der ankommende Riss ein Zuschlagkorn erreicht und entweder ein Kornversagen oder ein Verbundversagen zur Matrix hervorruft. Dabei war zu erkennen, dass dieser Winkel abhängig von der Dehngeschwindigkeit ist. Ein zweiter Anteil zur Festigkeitssteigerung, speziell bei hochfestem Beton, konnte beschrieben werden: das *Multiple Cracking*. Durch die Einflüsse aus vorhandener Spannungsgeschwindigkeit und begrenzter Rissgeschwindigkeit folgt eine begrenzte Einzelrisslänge. Aus unterschiedlichen Rissanfangsebenen resultiert eine vergrößerte Bruchoberfläche, die als wesentliche Ursache für eine Festigkeitssteigerung zu sehen ist. Weitere Anteile, die nicht aus dynamischen Materialgesetzen herrühren, sind die stochastische Verteilung der Festigkeit, durch die bei einer großen Standardabweichung enorme Zuggewinne der Zugfestigkeit erzielt werden.

Die Änderungen im Bruchprozess zwischen quasi-statischer und dynamischer Belastung sind mit Hilfe von Oberflächenanalyseverfahren untersucht worden. Hier kamen verschiedene Methoden zur Anwendung, die durch unterschiedliche Verfahren Regelmäßigkeiten und Unregelmäßigkeiten einer Bruchfläche beschreiben. Speziell angewendet wurden dabei die Veränderung der Oberflächenrauheit und der fraktalen Dimension. Aus der Bestimmung von Ortsfrequenzspektren der Höhenprofile wurden ebenfalls Differenzen der Oberflächenstruktur spezifiziert.

Das Ergebnis dieser Arbeit ist die Beschreibung der spezifischen Steigerung der Zugfestigkeit von Normalbeton und hochfestem Beton unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten, speziell der Unterschiede im Bruchverhalten und der daraus folgenden besonderen Materialveränderungen dieser Werkstoffe. Die vorhandenen Ergebnisse von MALVAR / CRAWFORD [74] wurden durch experimentelle und theoretische Untersuchungen erweitert.

10.2 Ausblick

Stark beanspruchte Druckstützen im Hochbau in Ortbetonbauweise oder als Fertigteil sowie vorgespannte Brückenbauwerke können wirtschaftlich mit hochfesten Betonen hergestellt werden, da unter Ausnutzung der hohen Druckfestigkeiten dieser Betone schlankere Bauteile realisiert werden können. Im Spannbetonbau versprechen die geringeren Schwind- und Kriechmaße eine Reduzierung der Spannkraftverluste. Hinzu kommt im Vergleich zu Betonen normaler Festigkeiten eine verbesserte Dauerhaftigkeit, die zu einem erhöhten Widerstand gegenüber eindringenden beton- und stahlangreifenden Stoffen (z. B. Sulfate, Säuren, Chloride) führt. Doch nach wie vor ist der hochfeste Beton in seinen Materialeigenschaften noch unzureichend aufgedeckt.

Mit dieser Arbeit konnte ein weiterer Grundstein zur Erforschung von hochfestem Beton gelegt werden. Experimentelle Untersuchungen unter Impulsbelastung haben gezeigt, dass hochfester Beton – trotz seines verschiedenartigen Materialverhaltens gegenüber Normalbeton – unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten ebenso eine Festigkeitssteigerung zeigt. Der Grund dafür ist die Veränderung des Bruchmechanismus. Während bei normalem Beton bereits zwischen $\dot{\epsilon} = 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ bis $\dot{\epsilon} = 1 \text{ s}^{-1}$ eine bedeutende Zugfestigkeitssteigerung durch die starke Heterogenität des Materials eintreten kann, wird diese Erhöhung bei hochfesten Betonen erst bei ca. $\dot{\epsilon} = 1 \text{ s}^{-1}$ ersichtlich.

Diese Ergebnisse sollen in Zukunft für eine Beurteilung spezieller sicherheitsrelevanter Anwendungsbereiche von großer Wichtigkeit sein. Sowohl die Bemessung von impulsbelasteter Substanz als auch ein in eine Modellierung implementiertes Stoffgesetz sind denkbare Anwendungen zur besseren Beschreibung des Materials.

Dabei muss jedoch bedacht werden, dass sich aus dem Materialverhalten zentrisch gezogener Prüfkörper nur teilweise Rückschlüsse auf das Verhalten von Tragwerksteilen oder gar ganzer Bauwerke ziehen lassen. Die lineare und nichtlineare Wellenausbreitung in Bauteilen aus Beton können auch noch weit entfernt von der Lasteintragungsstelle zu einer Zerstörung des Bauteils führen. Durch die vergleichsweise geringere Duktilität und der daraus resultierenden geringen Dämpfungseigenschaft von hochfestem Beton wird die Wellenenergie über weite Bereiche relativ verlustlos transportiert. Infolge der Reflexion von Wellen und eventuell auftretenden Resonanzen können in bestimmten Bauteilbereichen die dynamischen Einwirkungen gegenüber der Einwirkung an der Lasteintragung auf ein Vielfaches ansteigen.

Für solche Fälle wird es erforderlich werden, die Wellenausbreitung und eine eventuelle teilweise Schädigung des Materials unter Einbeziehung nichtlinearer Materialgesetze zu untersuchen. Speziell bei plattenförmigen Bauteilgeometrien können dabei infolge einer hohen Impulslast in Plattenmitte (z. B. Beschuss durch ein Projektil) selbst in weit entfernten Einspannungen noch Schädigungen auftreten.

Weiterhin sind Untersuchungen an bewehrten Bauteilen aus hochfestem Beton unter Stoßbelastung unbedingt notwendig. Die Möglichkeit der stark duktilen Stahlbewehrung, Energie aus mechanischen Wellen aufzunehmen, wird bereits für Normalbetonbauteile zur Erdbebenwiderstandsfähigkeit nutzbringend angewendet.

11. Literatur

- [1] ABRAMS, D. A.: Effect of Rate of Application of Load on the Compressive Strength of Concrete. In: *American Society for Testing Materials: Proceedings of the 20th Annual Meeting*, 17 (1917). Nr. 2, S. 364-377
- [2] ALBERTINI, C.; MONTAGNANI, M.: Testing Techniques based on the Split Hopkinson Bar. In: *Institute of Physics, Conf. No. 21*, London, 1974 S. 22-32
- [3] AMMAN, W.: *Stahlbeton und Spannbetontragwerke unter stoßartiger Belastung*. Bericht Nr. 142 des Instituts für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Basel, 1983.
- [4] BACHMANN, H.: *Die Masseträgheit in einem Pseudostoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung*. Diss., Heft 19 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1993
- [5] BANCROFT, D.: The Velocity of Longitudinal Waves in Cylindrical Bars. In: *Physical Review*, 59 (1941). S. 588-593
- [6] BENTUR, A.; MINDESS, S.; BANTHIA, N. P.: The Fracture of Reinforced Concrete under Impact Loading. In: MINDESS, S.; SHAH, S. P. (Hrsg.): *Cement-based composites: strain rate effects on fracture*. Material Research Society Symposium 64, Material Research Society, 1986
- [7] BHARGAVA, J.; REHNSTRÖM, Å.: High-Speed Photography for fracture Studies of Concrete. In: *Cement and Concrete Research*, 5 (1975), S. 239-389
- [8] BLAZYNSKY, T. Z.: *Materials at high strain rates*. Elsevier Applied Science, London, 1987
- [9] BORNEMANN, R.; TEICHMANN, TH.; SCHMIDT, M.: Einfluss auf die Verarbeitbarkeit, die Festigkeit und die Dauerhaftigkeit von UHFB. In: KÖNIG, G.; HOLSCHEMACHER, K.; DEHN, F. (Hrsg.): *Ultrahochfester Beton*. Bauwerk GmbH : Berlin, 2003, S. 55-66
- [10] CARPINTERI, A.; CHIAIA, B.; INVERNIZZI, S.: Three-dimensional fractal analysis of micro structural morphologies in concrete. In: MIHASHI, H.; ROKUGO, K. (Hrsg.): *Second Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete Structures*. Aedificatio Publishers : Freiburg 1995, S. 557-570
- [11] CATTANEO, S.; ROSATI, G.: Direct tension tests on High Performance Concrete Specimens. In: ENGEN, S. (Hrsg.): *5th International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete, Sandefjord Norwegian, 21.-23.06.1999*. Vol. 2, 1999, S. 1063-1072
- [12] Comité Euro-International du Béton (CEB): Concrete Structures Under Impact and Impulsive Loading. Bulletin d'Information Nr. 187. Lausanne : CEB. 1988
- [13] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIB Model Code 1990. Bulletin d'Information Nr 203-205, Lausanne : CEB. 1991
- [14] CHREE, C.: The Equations of an Isotropic Elastic Solid in Polar and Cylindrical Coordinates, their Solution and Application. In: *Transactions of the Cambridge Philosophical Society*, 14, 1889, S. 250-369
- [15] COOLEY, J. W.; TUKEY, J. W.: An Algorithm for the Machine Computation of the Complex Fourier Series. In: *Mathematics of Computation*, 19 (1965) Nr. 4, S. 297-301

- [16] CORNELSEN, H. A. W.; HORDIJK, D. A.; REINHARDT, H. W.: Experiments and Theory for the Application of Fracture Mechanics to Normal and Lightweight Concrete. In: WITTMANN, F.H. (Hrsg.): *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*, Elsevier, 1986
- [17] CUDNOVSKY, A.; GORELIK, M.: Trotusity of Crack Path, Fracture Toughness and Scale Effect in Brittle Fracture. In: CARPENTERI, A. (Hrsg.): *Size-scale Effects in the Failure Mechanism of Materials and Structures*. London : E & FN Spon, 1996
- [18] CURBACH, M.: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Diss., Heft 1 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1987
- [19] CURBACH, M.; EIBL, J.: Nonlinear Behaviour of Concrete under High Compressive Loading Rates. In: SHAH, S.P.; SWARTZ, S.E.; BARR, B. (Hrsg.): *Fracture of concrete and rock-resent developments*, Symposium, London : Elsevier, 1989, S. 193-202
- [20] CURBACH, M.; ORTLEPP, S.: Dynamische Untersuchungen an hochfestem Beton. In: 2. *Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen : Ehrenkolloquium zum 65. Geburtstag von Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Heinz Opitz*. Institut für Tragwerke und Baustoffe, Dresden : Eigenverlag, 2002
- [21] CURBACH, M.; ORTLEPP, S.: Research into high strength concrete at high rates of loading. In: Schmidt, M.; Fehling, E.; Geisenhanslüke, C. (Hrsg.) *Ultra High Performance Concrete (UHPC), Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete 2004 und Heft 3 der Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*. Kassel : Kassel university press, S. 461-470
- [22] CURBACH, M.; ORTLEPP, S.: Untersuchungen an hochfestem Beton unter hohen Belastungsgeschwindigkeiten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 96 (2001) 4, Berlin : Ernst & Sohn, S. 308
- [23] DANCYGIER, A.N.: Rear Face Damage of Normal and High-Strength Concrete Elements Caused by Hard Projectile Impact. In: *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 3, Mai-Juni 1998 S. 291-304
- [24] DANCYGIER, A. N.; YANKELEVSKY, D.Z.: Effects of Reinforced Concrete Properties on Resistance to Hard Projectile Impact. In: *ACI Structural Journal* 96 (1999) 2, S. 259-267
- [25] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Richtlinie für hochfesten Beton – Ergänzung zu DIN 1045/07.88 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115, August 1995
- [26] Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung (DGZfP): Merkblatt B4 für Ultraschallverfahren zur Zerstörungsfreien, Prüfung mineralischer Baustoffe und Bauteile; DGZfP, Unterausschuss Ultraschallprüfungen, Berlin, 1999
- [27] NORM DIN 1045-1 Teil 1 07.01. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton : Bemessung und Konstruktion*
- [28] NORM DIN 1045-2 Teil 2 07.01. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton : Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*
- [29] NORM DIN 1048 Teil 5 06.91. *Prüfverfahren für Beton : Festbeton, gesondert hergestellter Probekörper*
- [30] NORM DIN 4760 01.82. *Gestaltabweichungen. Begriffe und Ordnungssystem*

- [31] NORM DIN 4762 01.78. *Oberflächenrauheit*
- [32] NORM DIN 4775 01.82. *Prüfen der Rauheit von Werkstückoberflächen*
- [33] DONALD L., BIRKHIMER, D. L.; LINDEMANN, R.: Dynamic Tensile Strength of Concrete Materials. In: *ACI Journal* 68 (1971), Nr. 1, S. 47-49
- [34] GRAFF, K.F., *Wave Motion in Elastic Solids*. Clarendon Press, Oxford, 1975
- [35] GRIEGER, C.: Die Entwicklung neuer Baustoffe und Bauverfahren – Tendenzen und Probleme. In: *Dresdner Transferbrief*, 1/2001, 9. Jg., Technische Universität Dresden, BTI Technologieagentur Dresden GmbH, 2001
- [36] DUDA, H.: *Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung*. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 419, Berlin : Beuth, 1991
- [37] EIBL, J., FEYERABEND, M.: Stützen unter Horizontalstößen. In: *Bauingenieur* 67 (1992) Nr.5, S. 525-529
- [38] EIBL, J.; IVÁNYI, G.: *Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 260, Berlin : Ernst & Sohn, 1976
- [39] EIBL, J.; KEINTZEL, E.; CHARLIER, H.: *Stahlbetonbauteile und -bauwerke unter dynamischer Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 392, Berlin : Beuth, 1988
- [40] EIBL, J.; KREUSER, K.: *Versuche zum Verhalten unterschiedlicher Stahlsorten in Stoßbeanspruchten Platten*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 369, Berlin : Ernst & Sohn, 1986.
- [41] EIBL, J.; KREUSER, K.; FEYERABEND, M.; SCHLÜTER, F. H.; CURBACH, M.: Impact on Concrete Structures. In: *International Symposium on Intense Dynamic Loading and its Effects*. Beijing, 1986
- [42] EIBL, J.; SCHMIDT-HURTIENNE, B.: Betonstoffgesetz für hochdynamische Beanspruchungen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 94 (1999) 7, S. 278-288
- [43] FANG, I-K.; WANG, C. S.; HORN, K. L.; YEN, S. T.: High Strength Concrete Short Beams for Seismic Regions. In: *3rd International Symposium on Utilization of High Strength Concrete / High Performance Concrete*. Lillehammer, 1993
- [44] GÖDDE, P.: *Rechnerische Untersuchungen zur Betonzugfestigkeit unter hoher Belastungsgeschwindigkeit*. Diss., Abteilung Bauwesen, Universität Dortmund, 1986
- [45] GRADY, E. D.: Impact Compression of Concrete. In: *6th International Symposium on Interaction of Nonnuclear Munitions with Structures*. Panama City Beach, Florida, 1993
- [46] GRIFFITH, A.: The phenomena of rupture and flow in solids. In: *Physical Transactions*. 221 (1921) Aufl. A, S. 163-198
- [47] HAN, N.: *Time Dependent Behaviour of High Strength Concrete*. Diss., Technische Universität Delft, Delft University Press, 1996
- [48] HATANO, T.: Theory of Failure of concrete and Similar Brittle Solid on the Basis of Strain. *International Journal of Fracture Mechanics* 5 (1967) Nr. 2, S. 73-79
- [49] HÄUBLER-COMBE, U.: *Praktische Baudynamik*. Übungsskript, URL <http://www.rz.uni-karlsruhe.de/~gd44/lehre/inhalte/baudynscript.pdf>, 2003 – Uni Karlsruhe

- [50] HEILMANN, H. G.; HILSDORF, H. K.; FINSTERWALDER, K.: *Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 203, Berlin : Ernst & Sohn, 1969
- [51] HELD, M.: *Technologie und mechanische Eigenschaften des hochfesten Betons bis B 125*. Darmstädter Massivbau-Seminar, Band 6, 1991
- [52] HELLAND, JENSEN, LYDON, DE LARRARD, BENTUR, GRAM, GRANZ, KÖNIG, HELD, REMMEL, JACCOULD, MARRO, NIELSON: *High-Strength concrete*. In: CEB/FIB-State of the art Report, CEB-Bulletin d'Information Nr. 197, Lausanne, 1990
- [53] HERRMANN, N.: *Experimentelle Erfassung des Betonverhaltens unter Schockwellen*. Diss., Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 2002
- [54] HIBBERT, A. P.; HANNANT, D. J.: The design of an instrumented impact test machine for fiber concrete. In: SWAMY, R. N. (Hrsg.): *Testing and Test Methods of Fiber Cement Composites, Proc. RILEM Symp.*, London : The Construction Press, 1978, S. 107-109
- [55] HOFFMANN, K.: *Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnmessstreifen*. Darmstadt : HBM 1987
- [56] <http://de.wikipedia.org/wiki/Schallgeschwindigkeit>
- [57] JAHN, M.: *Zum Ansatz der Betonzugfestigkeit bei den Nachweisen der Trag- und Gebrauchsfähigkeit von unbewehrten und bewehrten Betonbauteilen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 341, Berlin : Beuth, 1983
- [58] JENSEN, J. J.: Ductility of High Strength Concrete at High Rate Loading. In: *3rd International Symposium on Utilization of High Strength Concrete / High Performance Concrete*. Lillehammer, 1993
- [59] JOHNSON, W.: *Impact Strength of Materials*. London : Edward Arnold, 1983
- [60] KIMURA, H.; SUGANO, S.; NAGASHIMA, T.; ICHIKAWA, A.: Seismic loading tests of reinforced concrete beams using high strength concrete and high strength steel bars. In: *3th International Symposium on Utilization of High Strength Concrete/High Performance Concrete*. Lillehammer, 1993
- [61] KÖNIG, G.; HOLSCHEMACHER, K.; DEHN, F.: *Ultrahochfester Beton, Innovationen im Bauwesen : Beiträge aus Praxis und Wissenschaft*. Berlin : Bauwerk, 2003
- [62] KÖNIG, G.; TUE, N.V.; ZINK, M.: *Hochleistungsbeton Bemessung, Herstellung und Anwendung*. Berlin : Ernst & Sohn, 2001
- [63] KÖNIG, G., WEIGEL, F., ZINK, M., ARNOLD, A., MAURER, R.: Erste deutsche Großbrücke aus Hochleistungsbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002) Heft 6, S. 303-307
- [64] KÖRMELING, H. A.; ZIELINSKI, A. J.; REINHARDT, H. W.: *Experiments on concrete under single and repeated uniaxial impact tensile loading*. Report 5-80-3, Deft, Deft University, 1980
- [65] KOLMOS, K.: Investigation of rheological properties of concrete in uniaxial tension. *Materialprüfung* 12 (1970) Heft 7, S. 300-304
- [66] KOLSKY, H.: *Waves in Solids*. Dover Publications Inc., New York, 1963
- [67] KULKARNI, S. M.; SHAH, S. P.: Some Aspects of Closed-Loop Controlled Testing of Reinforced Concrete Beams at High Rates. In: STEVENS, D. J.; ISSA, M. A.

- (Hrsg.): *New Experimental Techniques for Evaluating Concrete Material and Structural Performance*. American Concrete Institute, Farmington Hills, 1994, S. 123-143
- [68] KUPFER, H. B.; KUPFER, H.; STEGBAUER, A.: Die Spannungsverteilung beim Spaltzugversuch unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verformungsverhaltens des Betons. In: *Konstruktiver Ingenieurbau*, Berlin : Ernst & Sohn, 1985, S. 391-393
 - [69] KVIRIKADZE, O. P.: Determination of the ultimate strength and modulus of deformation at different rates of loading. In: *International Symposium on In-situ of concrete structures*. Budapest 1977, S. 109-117
 - [70] LAMBROS, J.: *High Strain Rate Mechanics Lab*. URL <http://ssm7.aae.uiuc.edu/Lambros/facilities.html>, 20.6.2002, mailto: lambros@uiuc.edu
 - [71] LOCHER, F.-W.: Die Festigkeit des Zements. In: *Beton* 95 (1976) Heft 7
 - [72] LOHRMANN, G.: *Faserbeton unter hohen Dehngeschwindigkeiten*. Diss., Heft 33 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1998
 - [73] LOVE, A. E.: *Mathematical Theory of Elasticity*. Cambridge University Press, 4th. Auflage, 1927, S. 287
 - [74] MALVAR, L. J.; CRAWFORD, J. E.: Dynamic Increase Factors for Concrete. In: *28th DDESB Seminar*. Orlando, Florida, 1998
 - [75] MANDELBROT, B. B.: *Die fraktale Geometrie der Natur*. Berlin : Birkhäuser, 1991
 - [76] MANDELBROT, B. B.; PASSOJA, D. E.; PAULLAY, A.: Fractal character of fracture surfaces of metals. In: *Nature*. 308 (1984), S. 721-722
 - [77] MECHTCHERINE, V.: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung von Beton*. Diss., Heft 40 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 2000
 - [78] MIHASHI, H.; Izumi, M.: A Stochastic Theory for Concrete Fracture. In: *Cement and Concrete Research* 7 (1977) Heft.4 S. 411-421
 - [79] MIHASHI, H.; UMEOKA, T.: Fracture Properties of Fiber Reinforced Cementitious Composite Materials. In: *3rd Japan International SAMPE Symposium*, 1993 S. 224-229
 - [80] MINDNESS, S.; BENTUR, A.: A Preliminary Study of the Fracture of Concrete Beams under Impact Loading Using High Speed Photography. In: *Cement and Concrete Research* 15 (1985) Heft 3, S: 474-484
 - [81] MINDNESS, S.; YAN, C.: Perforation of plain and fibre reinforced concretes subjected to low-velocity impact loading. In: *Cement and Concrete Research*. 23 (1993) Heft 3, S. 83-92
 - [82] MINNERT, J.: *Tragfähigkeit von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton*. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 499, Berlin : Beuth, 2000
 - [83] MÜLLER, F. P.; KEINTZEL, E.; CHATLIER, H.: *Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 342, Berlin : Ernst & Sohn, 1983
 - [84] NOWACKI, W. K.: *Stress Waves in Non-Elastic Solids*. Oxford : Pergamon Press, 1978

- [85] OCKERT, J.: *Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton*. Diss., Heft 30 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1997
- [86] OH, B. H.: Fracture behavior of concrete under high rates of loading. In: *Engineering Fracture Mechanics*. 35 (1990) Heft 1, S. 327-332
- [87] ORTLEPP, S.; CURBACH, M.: Behaviour of high-strength concrete at high loading rates. In: Carpinteri, A. (Hrsg.) *Proceedings of the 11th International Conference on Fracture (ICF 11)*. 2005 – CD-ROM
- [88] PASCHEN, H.; ZILICH, V. C.: *Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit stumpf gestoßner Stahlbetonfertigteilstützen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 316, Berlin : Ernst & Sohn, 1980.
- [89] PASSOV, H.: *Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Zerschmetterungsfestigkeit*. Charlottenburg : Zementverlag, 1918
- [90] PEITGEN, H.-O.: *Bausteine des Chaos – Fraktale*. Heidelberg : Springer, 1992
- [91] POCHHAMMER, P.: Über Fortpflanzungsgeschwindigkeiten kleiner Schwingungen in einem unbegrenzten isotropen Kreiszylinder. In: *Journal für die reine und angewandte Mathematik* 81, 1876, S. 324-336
- [92] REINHARDT, H. W.: Concrete under impact loading, tensile strength and bond. In: *Heron* 27, S. 1-48
- [93] REINHARDT, H. W.: Strain Rate Effects on the tensile Strength of Concrete as Predicted by Thermodynamics and Fractures Mechanics Model. In: Mindess, S.; Shah, S. P. (Hrsg.): *Cement Based Composites, Strain Rate Effects on Fracture*, 1985, S. 1-13
- [94] REINHARDT, H.W.: Simple Relations for the Strain Rate Influence of Concrete. In: *Darmstadt Concrete*. Vol. 2 1987
- [95] REINHARDT, H. W.: *Zugfestigkeit von Beton unter Stoßartiger Beanspruchung*. In: *Stoßartige Belastung von Stahlbetonbauteilen*. Forschungskolloquium, Dortmund, 1980
- [96] REINHARDT, H. W.; CORNELISSEN, H. A.: Post-Peak Cyclic Behavior of Concrete in Uniaxial Tensile and Alternating Tensile and Compressive Loading. In: *Cement and Concrete Research* 14 (1984) Heft 2, S. 263–270
- [97] REINHARDT, H. W.; KÖRMELING, H. A.; ZIELINSKI, A. J.: The Split Hopkinson Bar, a versatile tool for the impact testing of concrete. In: *Matériaux et Constructions* 19 (1986) Heft 109, S. 55-63
- [98] REMMEL, G.: *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 444, Berlin : Beuth, 1994
- [99] ROSS, C. A.; KUENNEN, S. T.; STRICKLAND, W. S.: High Strain Rate Effects on Tensile Strength of Concrete. In: *Fourth International Symposium on the interaction on Non-Nuclear Munition with Structures*. Panama City, Florida, 1989, S. 302-308
- [100] ROSS, C. A., HUGHES, M. L., JEROME, D. M., TEDESCO, J. W.: Moisture and strain rate effect on concrete strength. In: *ACI Materials Journal* 93 (1996) Heft 3, S. 293-300

- [101] ROSSI, P.; TOUTLEMONDE, F.: Effect of loading rate on the tensile behaviour of concrete: description of the physical mechanism. In: *Materials and Structures*. 29 (1996) Heft 1, S. 116-118
- [102] ROSSI, P.: A physical phenomenon, which can explain the mechanical behaviour of concrete under high strain rates. In: *Material and Structures* 24 (1991) Heft 3, S. 422-424
- [103] SAOUMA, V. E.; BARTON, C. C.; GAMALELDIN, N. A.: Fractal characterization of fracture surfaces in concrete. In: *Engineering Fracture Mechanics*. 35 (1990) Heft 1, S. 47-53
- [104] SAUER, R.; SZABÓ, I.: *Mathematische Hilfsmittel des Ingenieurs*. Berlin : Springer, 1967
- [105] SCHIEBL, P.; MÜLLER, CH.: *Herstellung von hochfestem Beton mit Steinkohlenflugasche (SFA)*. Forschungsbericht Nr. F 552, RWTH Aachen : Institut für Bauforschung, 1997
- [106] SCHIEBL, P.; WIENS, U.: Neue Erkenntnisse zum Einfluss von Steinkohlenflugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton. In: *13. Internationale Baustofftagung : ibausil*, 24. - 26. September 1997. Weimar, Bauhaus-Universität, 1997, S. 1.0161-1.0173
- [107] SCHLÜTER, F.-H.: *Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung - Flugzeugabsturz* -. Diss., Heft 2 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1987
- [108] SCHMIDT-HURTIENNE, B.: *Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluss des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung*. Diss., Heft 42 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 2001
- [109] SCHNEIDER, U.; DIEDERICH, U.; HORVATH, J.: Verhalten von Ultrahochfestem Beton (UHPC) unter Brandbeanspruchung. *Beton- und Stahlbetonbau* 98 (2003) Heft 7, Ernst & Sohn, S. 408-417
- [110] SCHUBERT, F.; KÖHLER, B.: Modelluntersuchungen zur Anwendbarkeit der Impactecho-Methode in fehlerbehafteten Betontestkörpern. In: *DGZfP-Jahrestagung 2001, Berlin, 21.-23.3.2001*. Berichtsband 75 – CD-ROM
- [111] SHAH, S. P.; JOHN, R.: Strain Rate Effects on Mode I Crack Propagation in Concrete. In: WITTMANN, F. H. (Hrsg.): *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*. Amsterdam : Elsevier, 1986, S. 453-466
- [112] SHRIKISHNA, M.; SHAH, S. P.: Response of Reinforced Concrete Beams at High Strain Rates. In: *ACI Structural Journal* 95 (1998) Heft 6, S. 705-715
- [113] TAKETA, J.; TACHIKAWA, H.: Deformation and fracture of concrete subjected to dynamic load. In: *Mechanical Behavior of Materials*, Vol. 4, Kyoto, 1971
- [114] TAKETA, J.; TACHIKAWA, H.; FUJIMOTO, K.: Mechanical Behavior of Concrete under High Loading Rate than in Static Tests. In: *Mechanical Behavior of Materials*. Kyoto, 1974, S. 479-486
- [115] TURKOTTE, D. L.: *Fractals and chaos in geology and geophysics*. Cambridge : Cambridge University Press, 1992

- [116] VAN MIER, J. G. M.: Crack face bridging in normal, high strength and lytag concrete. In: VAN MIER, J. G. M.; ROTS, J. G.; BAKKER, A.; SPON, E. (Hrsg.): *Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics*, 1991, S. 27-40
- [117] VAN MIER, J. G. M.: Discontinuous crack growth and crack interface grain bridging. In: *Cement and Concrete Research*. 21 (1991) Heft 1, S. 1-15
- [118] VAN MIER, J. G. M.: *Strain-Softening of Concrete under Multiaxial Loading Conditions*. Diss., Eindhoven University of Technology, Eindhoven, 1984
- [119] DE VEKEY, R. C.: The Properties of Polymer Modified Cement Pastes. In: *Proceedings of the International Conference on Polymer Concrete*. London, May, 1975
- [120] WALRAVEN, J. C.: *Aggregate interlock: a theoretical and experimental analysis*. Diss., TH Delft, 1980
- [121] WEERHEIJM, J.: *Concrete under impact tensile loading and lateral compression*. Diss., Technische Universität Delft, 1992
- [122] WHITTEN, W.B.: Time domain optical spectrometry with fiber optical waveguides. In: *Applied Spectroscopy Review*. 19 (1983), S. 325-362
- [123] WIENS, U.; SCHIEBL, P.: Chloride Binding of Cement Paste Containing Fly Ash. In: JUSTNES, H. (Hrsg.): *Proceedings of the 10th International Congress on the Chemistry of Cement, Vol 4, Performance and Durability of Cementitious Materials*. Göteborg, 1997, S. 10-16
- [124] WITTMANN, F. H.: Structure of concrete with respect to crack formation. In: WITTMANN, F. H. (Hrsg.): *Fracture Mechanics of Concrete*. Amsterdam : Elsevier, 1983, S. 43-74
- [125] WOLLBOLD, F.: *Über ein bildgebendes Ultraschallecho – Verfahren für die Zerstörungsfreie Prüfung von Betonbauteilen*. Diss., Universität Dortmund, 2002
- [126] ZELLER, W.; FRANKE, A.: *Das physikalische Rüstzeug des Ingenieurs*. Leipzig : VEB Fachbuchverlag, 1970
- [127] ZHENG, S.: *Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik*. Diss., Heft 26 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Bautechnologie, Universität Karlsruhe, 1996
- [128] ZIELINSKI, A. J.: *Fracture of concrete and mortar under uniaxial impact tensile loading*. Diss. TH Delft, 1982
- [129] ZIENKIEWICZ, O.; TAYLOR, R.: *The Finite Element Method*. Volume 2., 4. Auflage, London : McGraw-Hill, 1991
- [130] ZILCH, K.; CURBACH, M.: *Einführung in die DIN 1045-1 – Anwendungsbeispiele*. Berlin : Ernst & Sohn, 2001

12. Übersicht der verwendeten Formelzeichen

Abkürzungen

DMSDehnmessstreifen

HSChochfester Beton (high strength concrete)

Große lateinische Buchstaben

A Fläche

D_s fraktale Dimension

E E-Modul

F Kraft

F_i Impulskraft

N natürliche Zahl

R Widerstandskraft; elektrischer Widerstand

R_s Rauheit

Kleine Lateinische Buchstaben

c Viskosität

f Festigkeit; Zugfestigkeit

h Profilhöhe

k Federkonstante

l Länge; Rasterweite

m Masse

s Verkleinerungsfaktor

t Zeit

\vec{u}, \vec{v} Vektoren

v Geschwindigkeit

x Ort

Griechische Buchstaben

Δ Differenz

Φ Ortsfrequenz

ε Dehnung

$\dot{\varepsilon}$ Dehngeschwindigkeit

σ Spannung

Indizes

c Dämpfer; Beton (concrete)

<i>dyn</i>	dynamisch
<i>g</i>	Grund-
<i>ges</i>	Gesamt-
<i>k</i>	Feder
<i>max</i>	maximal
<i>min</i>	minimal
<i>o</i>	oben, Ober-
<i>stat</i>	statisch
<i>p</i>	plastisch
<i>t</i>	Zug- (tension)
<i>u</i>	höchstmöglich, maximal (ultimate); unten

13. Stichwortverzeichnis

Betonverhalten unter dynamischen Zugspannungen	26	Nichtstatische Einwirkungen.....	6
Bruchvorgang.....	92	Ortsfrequenzspektrum	
Dehngeschwindigkeit.....	10	Ergebnisse.....	112
Definition	11	Ortsfrequenzspektrum.....	56
Ergebnisse	74	Rissentstehung und Bruchflächen	40
Experimentelle Untersuchungen	64	dynamisch.....	43
Prüfkörper	70	quasi-statisch	40
Versuchsaufbau	64	Schockwellen.....	16
fraktale Analyse	50	Split-Hopkinson-Bar	13
Ergebnisse	105	Stoßziffern	8
hochfester Beton	2	Trianon-Hochhaus	1
Eigenschaften unter dynamischer Zugbeanspruchung	36	ultra-hochfester Beton	116
Eigenschaften unter quasi- statischer Zugbeanspruchung	5	Wellenausbreitung in Festkörpern.....	19
Spannungs-Dehnungs-Linien.....	4	Dehnwelle.....	21
Impulsartige Lasten auf Bauwerke	9	Dispersion.....	22
Masseschwinger	78	Longitudinalwelle.....	20
Mathematische		Oberflächenwellen.....	19
Flächenbeschreibungen.....	48	Raumwellen.....	19
		Rayleighwelle	20
		Scherwelle	20

14. Verzeichnis der Anlagen

Anlage 1	Maple-Ausgabertext zur Berechnung des nichtlinearen Zweimassenschwingers	142
Anlage 2	Protokolle zur Betonherstellung	150
Anlage 3	Ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linien (Mittelwerte)	158
Anlage 4	Untersuchte Bruchflächen	164
Anlage 5	Zugfestigkeitssteigerungen verschiedener Betondruckfestigkeiten	176
Anlage 6	Darstellung des DMS-Ersatzwiderstandes	181

Anlage 1 Maple-Ausgabertext zur Berechnung des nichtlinearen Zweimassenschwingers

```
[ Numerische Integration des Beispiels;
> restart;
> with(plots):with(linalg):
Warning, new definition for norm
Warning, new definition for trace
> plotsetup(plotdevice=inline,plotoutput=`plot.ps`);#zur Ausgabe
als Inline
> u:=array(1..2);sigma:=array(1..2);
      u := array(1..2, [ ])
      σ := array(1..2, [ ])
> uv(0):=array(1..2,[0,0]);uv(-1):=array(1..2,[0,0]);
      uv(0):=[0,0]
      uv(-1):=[0,0]
> FM:=t->array(1..2,[Ft(t),0]);
      FM := t → array(1..2, [Ft(t),0])
> M:=array(1..2,1..2,[[6,0],[0,6]]);#m1_unten,m2_oben;
      M :=  $\begin{bmatrix} 6 & 0 \\ 0 & 6 \end{bmatrix}$ 
> Mi:=inverse(M);
      Mi :=  $\begin{bmatrix} \frac{1}{6} & 0 \\ 0 & \frac{1}{6} \end{bmatrix}$ 
> la:=206;#Betonlänge
      la := 206
> sig_y:=1.2*5.25;#Fließspannung=dynamischer
Fließgrenzenfaktor*statische Fließgrenze
      sig_y := 6.300
> E_stat:=43677;#statischer E-Modul [N/mm²]
      E_stat := 43677
> E_dyn:=1.2*E_stat;
      E_dyn := 52412.4
> k1:=E_dyn*4900/(la/1000);#E*A/l
      k1 := .1246702718 1010
> k2:=evalf(200000*(Pi/4*20^2)/.3);#Feder2=E*A/l
      k2 := .2094395103 109
> Dä:=0.03;Dd:=2*Dä*sqrt(M[1,1]*k1);C:=matrix(2,2,[Dd,0,0,0]);
      Dä := .03
      Dd := 5189.294626
      C :=  $\begin{bmatrix} 5189.294626 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$ 
> Fla:= -5.018048732E+038;
      Flb:= 6.877508374E+036;
```

```

F1c:= -1.733943351E+034;

F1d:= 1.953321137E+031;

F1e:= -1.179001317E+028;

F1f:= 3.921215001E+024;

F1g:= -6.479092942E+020;

F1h:= 2.774607398E+016;

F1i:= 3.37559256E+012;

F1j:= 124278004.5;

F1k:= 5959.33217;

>

F1a := -.5018048732 1039
F1b := .6877508374 1037
F1c := -.1733943351 1035
F1d := .1953321137 1032
F1e := -.1179001317 1029
F1f := .3921215001 1025
F1g := -.6479092942 1021
F1h := .2774607398 1017
F1i := .337559256 1013
F1j := .1242780045 109
F1k := 5959.33217

> F1:=
x->F1a*x^10+F1b*x^9+F1c*x^8+F1d*x^7+F1e*x^6+F1f*x^5+F1g*x^4+F1h*
x^3+F1i*x^2+F1j*x+F1k;

>

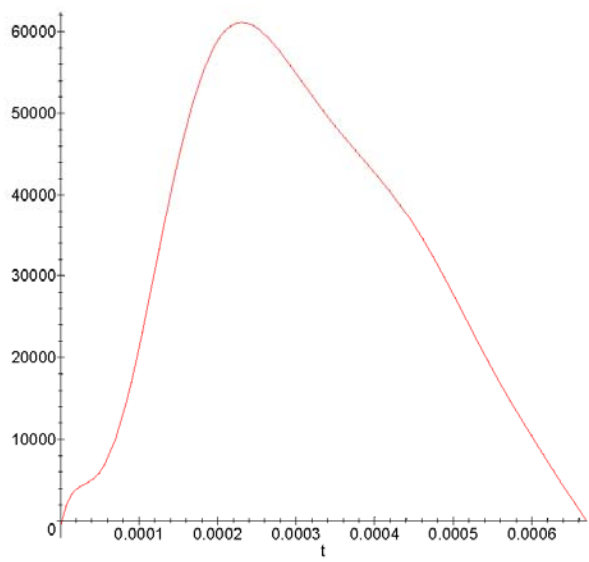
F1 := x →
F1a x10 + F1b x9 + F1c x8 + F1d x7 + F1e x6 + F1f x5 + F1g x4 + F1h x3 + F1i x2 + F1j x + F1k
> tf1:=-0.00005;tf2:=0.00062;

tf1 :Page 25

```

```

[ >                                     tf2 := .00062
[ > Ft:=t->piecewise(t<tf1,0,t<tf2-tf1,F1(t+tf1),0):Ft(t):
[ > plot(Ft(t),t=0..tf2-tf1);



[ >
[ > R_y:=sig_y*4900;#Fließkraft=fließspannung*Querschnittsfläche
[                                     R_y := 30870.000
[ >
[ >
[ > u_plas:=0;
[                                     u_plas := 0
[ >
[ > t_max:=1.2e-3;i_max:=1012;Dt:=t_max/i_max;#sek, schleifen,
[   Delta_t
[                                     t_max := .0012
[                                     i_max := 1012
[                                     Dt := .1185770751 10-5
[ > F:=i->FM(i/i_max*t_max);
[                                      $F := i \rightarrow \text{FM}\left(\frac{i \cdot t_{\max}}{i_{\max}}\right)$ 
[ > for i from 1 to i_max do
[
[   u1:=uv(i-1)[1]-uv(i-1)[2];u_alt:=uv(i-2)[1]-uv(i-2)[2];
[   # Abgrenzung des plastischen Bereiches

```

```

u_f1 := u_plas - R_y/k1;
u_f2 := u_plas + R_y/k1;
# BELASTUNG
if ( u1-u_plas )*( u1-u_alt ) >= 0 then
if u_f1 < u1 and u1 < u_f2 then
# BELASTUNG - ELASTISCH
k_t := k1;
R(i):=( k1 * (u1-u_plas) );
else
k_t := 0;
# BELASTUNG - PLASTISCH, DRUCK
if u1 <= u_f1 then
u_plas := u1 + R_y/k1;
R(i):=( -R_y );
# BELASTUNG - PLASTISCH, ZUG
else
u_plas := u1 - R_y/k1;
R(i):=( R_y );
fi;
fi;
else
# ENTLASTUNG - ELASTISCH
k_t := k1;
R(i):=( k1 * ( u1-u_plas ) );
fi;

u:=uv(i-1);

evalm((2/Dt^2*M+1/Dt*C));
Rv:=vector(2, [R(i), -R(i)+k2*u[2]]);
uv(i):=evalm(Dt^2*Mi*(F(i)-Rv)+(2/Dt^2*M-1/Dt*C)*uv(i-1)-(1/Dt^2*M-1/Dt*C)*uv(i-2)));
#uv(i):=evalm(Dt^2*Mi*(F(i)-(Kt-2/Dt^2*M+1/Dt*C)*uv(i-1)-(1/Dt^2*M-1/Dt*C)*uv(i-2)));
up(i):=u_plas;
od:

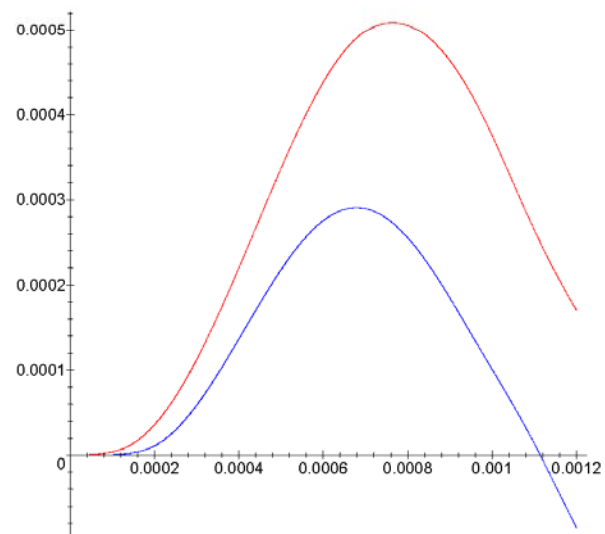
>
[ > u11:=seq([i1*Dt,uv(i1)[1]],i1=1..i_max):#u_unten
[ > u21:=seq([i1*Dt,uv(i1)[2]],i1=1..i_max):#u_mitte
[ > u121:=seq([i1*Dt,(uv(i1)[1]-uv(i1)[2])],i1=1..i_max):#Delta_U
[ > dehn12:=seq([i1*Dt,(uv(i1)[1]-uv(i1)[2])/la*1000*1000],i1=1..i_max):#Dehnung Beton promille
[ > F_Oben:=seq([i1*Dt,uv(i1)[2]*k2],i1=1..i_max):#Kraft oben
[ > F_Mitte:=seq([i1*Dt,R(i1)],i1=1..i_max):#Kraft mitte
[ > F_unten:=seq([i1*Dt,F(i1)[1]],i1=1..i_max):#Kraft unten
[ > p_u_Mitte:=plot([u21],color=black):p_u_Unten:=plot([u11],color=red

```

```

d) :
> p_F_Oben:=plot([F_Oben],color=blue):p_F_Mitte:=plot([F_Mitte],co
  lor=green):p_F_Unten:=plot([F_unten],color=red):
> p_dehn12:=plot([dehn12],color=blue):
> p_fc:=plot([F_Oben],color=blue):
>
> #plotsetup(ps,plotoutput=`plot.ps`,plotoptions=`portrait,noborde
  r`);#zur Ausgabe als PS
> display([p_u_Mitte,p_u_Unten]);#Mitte:blau Unten:rot

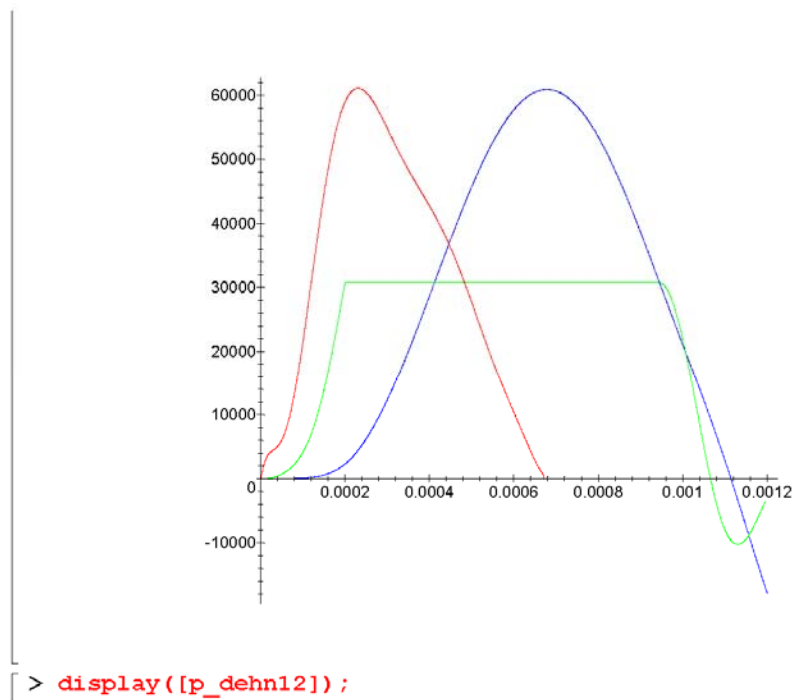
```

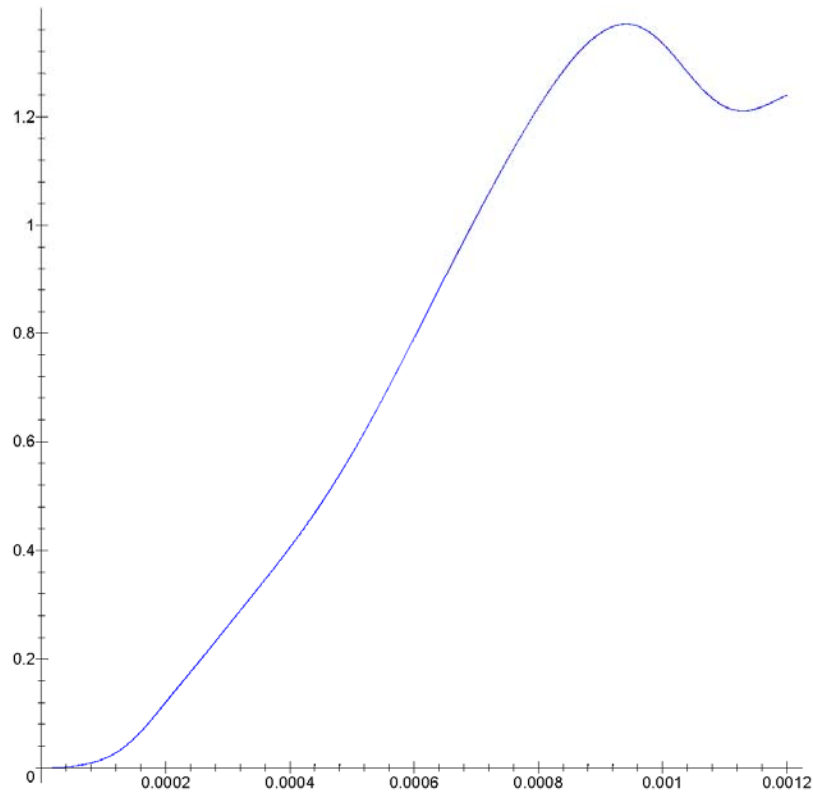


```

> display([p_F_Oben,p_F_Mitte,p_F_Unten]);

```





```

> eps_Bruch:=(dehn12[round(0.0003/Dt)][2]);#Bruchdehnung bei
t=0.0003 sek. in promille
>
                                eps_Bruch := .2603972064
> S_E_L:=e->
piecewise(e<0.0,0.0,e<sig_y/E_dyn,e*E_dyn,e>=sig_y/E_dyn,sig_y):
> pS_E_L:=plot(S_E_L(i1),i1=0.0..eps_Bruch/1e3):display([pS_E_L]);
>
>
> fd := fopen(testFile,WRITE,TEXT);# Explicitly open the file in
C:\Programme\MAPLEV4\BIN.WIN
                                fd:=0
>
sS_E_L:=[seq([i1/1e6,S_E_L(i1/1e6)],i1=0.0..round(eps_Bruch*1e3)
)]:

```



```
[ > writedata(fd,sS_E_L,float);# Write the first matrix.  
[ > fclose(fd);# Close the file.  
[ > sS_E_L:=seq([i1/1e6,S_E_L(i1/1e6)],i1=0.0..238):  
[ >
```

Anlage 2 Protokolle zur Betonherstellung

$$f_c = 28,9 \text{ N/mm}^2$$

Betonierdatum:	24.07.2002						
Mischrezeptur		[kg/m³]	Anteile	Werk			
CEMI 32,5R		300	[%]	Lafarge			
Mikrosilica			-	Woermann			
Zuschlagstoff	gesamt	1794		Ottendorf-Okrilla			
Sand 0 / 2		897	50				
Kies 2 / 8		897	50				
Kies 8 / 16		0	0				
			[l/m³]			[M-%] vom Zement	
Fließmittel	FM 30	0,0	0,0	Woermann		0,00	
Verögerer	VZ 32	0	0,0	Woermann			
Wasser		231					
Frischbetonrohddichte		2,33	[kg/dm³]	rechn.			
	w/b =	0,77	KP		k-Zahl =	3,20	
Frischbetonparameter					Mischreihenfolge	Mischzeit	
					gr. Mischer	[min]	
Mischraumtemp		22	[°C]				
Frischbetontemp		21	[°C]		1. Zuschlag+Zement	0,5	
Ausbreitmaß a ₁₀		450	[mm]		2. Wasser	1,5	
Verdichten		Vibriertisch					
alle Prüfkörper		30	[s]				
Zylinder		-	[s]				
Festbetonparameter			Würfel				
			Regelprüfungen				
Probe			1	2	3	Mittel	
ρ_{28d}		[kg/dm³]	2,23	2,24	2,23	2,23	
$f_{c,cube,dry 28d}$		[N/mm²]	28,6	29,4	28,7	28,9	
Prüfmaschine			DP 3000				

Prüftag: 21.08.2002

Alter: 28 d

Lagerung: 7d Wasserlagerung, anschließend 20°C, 65% LF

$$f_c = 30,1; 31,0 \text{ N/mm}^2$$

Betonierdatum	12.05.2003		/ Serie 1				
Mischrezeptur		[kg/m³]	Anteile	Werk			
CEM I 32,5R		300	[%]	Lafarge			
Mikrosilica			-	Woermann			
Zuschlagstoff	gesamt	1794		Ottendorf-Okrilla			
Sand 0 / 2		915	51				
Kies 2 / 8		879	49				
Kies 8 / 16		-	-				
			[l/m³]			[M-%] vom Zement	
Fließmittel	FM 30	0,0	0,0	Woermann		0,00	
Verzögerer	VZ 32	0	0,0	Woermann			
Wasser		210					
Frischbetonrohddichte		2,30	[kg/dm³]	rechn.			
	w/b =	0,70	KP		k-Zahl =	3,20	
Frischbetonparameter					Mischreihenfolge	Mischzeit	
					gr. Mischer	[min]	
Mischraumtemp		19,5	[°C]				
Frischbetontemp		21,5	[°C]		1. Zuschlag+Zement	0,5	
Ausbreitmaß a ₁₀		410	[mm]		2. Wasser	1,0	
Verdichten		Vibriertisch					
alle Prüfkörper		30	[s]				
Zylinder		-	[s]				
Festbetonparameter							
					Würfel		
					Regelprüfungen		
Probe			1	2	3	Mittel	
ρ_{28d}		[kg/dm³]	2,31	2,3	2,3	2,30	
$f_{c,cube,dry 28d}$		[N/mm²]	30,7	31,5	30,8	31,0	
Prüfmaschine					DP3000		

Prüftag: 06.06.2003 Alter: 25 d

Lagerung: 7d Wasserlagerung, anschließend 20°C, 65% LF

$f_c = 33,0; 34,5; 35,3; 45,5; \text{N/mm}^2$

Betonierdatum:	19.11.2001						
Mischrezeptur		[kg/m³]	Anteile	Werk			
CEM I 32,5R		108	[%]	Lafarge			
Mikrosilica			-	Woermann			
Zuschlagstoff	gesamt	626		Ottendorf-Okrilla			
Sand 0 / 2		282	45				
Kies 2 / 8		188	30				
Kies 8 / 16		157	25				
			[l/m³]			[M-%] vom Zement	
Fließmittel	FM 30	0,0	0,0	Woermann		0,00	
Verzögerer	VZ 32	0	0,0	Woermann			
Wasser		70					
Frischbetonrohichte		0,80	[kg/dm³]	rechn.			
	w/b =	0,65	KP		k-Zahl =	3,20	
Frischbetonparameter					Mischreihenfolge	Mischzeit	
					gr. Mischer	[min]	
Mischraumtemp		18,5	[°C]				
Frischbetontemp		20	[°C]		1. Zuschlag+Zement	0,5	
Ausbreitmaß a ₁₀		53	[mm]		2. Wasser	3,0	
Verdichten		Vibriertisch					
alle Prüfkörper		30	[s]				
Zylinder		-	[s]				
Festbetonparameter			Würfel				
			Regelprüfungen				
Prtobe			1	2	3	Mittel	
ρ_{28d}		[kg/dm³]	2,28	2,28	2,27	2,28	
$f_{c,cube,dry 28d}$		[N/mm²]	33,2	34,5	35,7	34,5	
Prüfmaschine			DP 3000				

Prüftag: 06.06.2003 Alter: 25 d

Lagerung: 7d Wasserlagerung, anschließend 20°C, 65% LF

$f_c = 72,8; 73,8; 75,7; 86,9; 88,4 \text{ N/mm}^2$

Betonierdatum:	13.05.2003						
Mischrezeptur		[kg/m³]	Anteile	Werk			
CEM I 32,5R		450	[%]	Lafarge			
Mikrosilica		90	-	Woermann			
Zuschlagstoff	gesamt	1613		Ottendorf-Okrilla			
Sand 0 / 2		613	38				
Kies 2 / 8		484	30				
Kies 8 / 16		516	32				
			[l/m³]			[M-%] vom Zement	
Fließmittel	FM 30	4,9	0,0	Woermann		1,09	
Verögerer	VZ 32	0	0,0	Woermann			
Wasser		162					
Frischbetonrohddichte		2,32	[kg/dm³]	rechn.			
	w/b =	0,42	KP		k-Zahl =	3,20	
Frischbetonparameter					Mischreihenfolge	Mischzeit	
					gr. Mischer	[min]	
Mischraumtemp		19	[°C]				
Frischbetontemp		22	[°C]		1. Zuschlag+Zement	0,5	
Ausbreitmaß a_{10}		390	[mm]		2. 1/2 Wasser	1,0	
Verdichten		Vibriertisch			3. Mikrosilica	1,5	
alle Prüfkörper		30	[s]		4. Wasser	4,0	
Zylinder		-	[s]				
Festbetonparameter							
					Würfel		
					Regelprüfungen		
Probe			1	2	3	Mittel	
ρ_{28d}		[kg/dm³]	2,32	2,34	2,33	2,33	
$f_{c,cube,dry 28d}$		[N/mm²]	73,6	77	76,4	75,7	
Prüfmaschine					DP 3000		

Prüftag: 11.06.2003 Alter: 29 d

Lagerung: 7d Wasserlagerung, anschließend 20°C, 65% LF

$$f_c = 93,6; 95,0; 95,4; 96,4 \text{ N/mm}^2$$

Betonierdatum:	14.11.2002						
Mischrezeptur		[kg/m³]	Anteile	Werk			
CEM I 42,5R		450	[%]	Lafarge			
Mikrosilica		90	-	Woermann			
Zuschlagstoff	gesamt	1754		Ottendorf-Okrilla			
Sand 0 / 2		526	30				
Kies 2 / 8		526	30				
Kies 8 / 16		702	40				
			[l/m³]			[M-%] vom Zement	
Fließmittel	FM 30	12,0	14,6	Woermann		3,30	
Verögerer	VZ 32	0	0,0	Woermann			
Wasser		100					
Frischbetonrohichte		2,41	[kg/dm³]	rechn.			
	w/b =	0,31	KP		k-Zahl =	4,32	
Frischbetonparameter					Mischreihenfolge	Mischzeit	
					gr. Mischer	[min]	
Mischraumtemp		18	[°C]				
Frischbetontemp		20	[°C]		1. Zuschlag+Zement	0,5	
Ausbreitmaß a ₁₀		460	[mm]		2. 1/2 Wasser	1,0	
Verdichten		Vibriertisch			3. Mikrosilica	1,5	
alle Prüfkörper		60	[s]		4. FM + Restwasser	4,0	
Zylinder		-	[s]				
Festbetonparameter			Würfel				
			Regelprüfungen				
Probe			1	2	3	Mittel	
p_{28d}		[kg/dm³]	2,42	2,43	2,43	2,43	
f_{c,cube,dry 28d}		[N/mm²]	101	88,8	95,5	95,0	
Prüfmaschine			DP 3000				

Prüftag: 28.11.2002

Alter: 14 d

Lagerung: 7d Wasserlagerung, anschließend 20°C, 65% LF

$$f_c = 99,0; 99,1; 101,8 \text{ N/mm}^2$$

Betonierdatum:	27.01.2003						
Mischrezeptur		[kg/m³]	Anteile	Werk			
CEM I 42,5R		450	[%]	Lafarge			
Mikrosilica		90	-	Woermann			
Zuschlagstoff	gesamt	1754		Ottendorf-Okrilla			
Sand 0 / 2		526	30				
Kies 2 / 8		526	30				
Kies 8 / 16		702	40				
			[l/m³]			[M-%] vom Zement	
Fließmittel	FM 30	14,6	14,6	Woermann		3,25	
Verzögerer	VZ 32	0	0,0	Woermann			
Wasser		100					
Frischbetonrohddichte		2,41	[kg/dm³]	rechn.			
	w/b =	0,31	KP		k-Zahl =	4,32	
Frischbetonparameter					Mischreihenfolge	Mischzeit	
					gr. Mischer	[min]	
Mischraumtemp		17	[°C]				
Frischbetontemp		22	[°C]		1. Zuschlag+Zement	0,5	
Ausbreitmaß a ₁₀		430	[mm]		2. 1/2 Wasser	1,0	
Verdichten		Vibriertisch			3. Mikrosilica	1,5	
alle Prüfkörper		60	[s]		4. FM + Restwasser	4,0	
Zylinder		-	[s]				
Festbetonparameter							
					Würfel		
					Regelprüfungen		
Probe			1	2	3	Mittel	
ρ_{28d}		[kg/dm³]	2,43	2,41	2,42	2,42	
$f_{c,cube,dry 28d}$		[N/mm²]	100,3	90,4	106,4	99,1	
Prüfmaschine					DP 3000		

Prüftag: 04.03.2003

Alter: 36 d

Lagerung: 7d Wasserlagerung, anschließend 20°C, 65% LF

$$f_c = 102,8; 106,5 \text{ N/mm}^2$$

Betonierdatum:	12.12.2001						
Mischrezeptur		[kg/m³]	Anteile	Werk			
CEM I 42,5R		450	[%]	Lafarge			
Mikrosilica		90	-	Woermann			
Zuschlagstoff	gesamt	1800		Ottendorf-Okrilla			
Sand 0 / 2		540	30				
Kies 2 / 8		720	40				
Kies 8 / 16		540	30				
			[l/m³]				
Fließmittel	FM 30	20,6	20,6	Woermann			
Verögerer	VZ 32	0	0,0	Woermann			
Wasser		61					
Frischbetonrohddichte		2,42	[kg/dm³]	rechn.			
	w/b =	0,27	KP		k-Zahl =	4,32	
Frischbetonparameter					Mischreihenfolge	Mischzeit	
					gr. Mischer	[min]	
Mischraumtemp		15	[°C]				
Frischbetontemp		19	[°C]		1. Zuschlag+Zement	0,5	
Ausbreitmaß a ₁₀		380	[mm]		2. 1/2 Wasser	1,0	
Verdichten		Vibriertisch			3. Mikrosilica	1,5	
alle Prüfkörper		60	[s]		4. FM + Restwasser	4,0	
Zylinder		-	[s]				
Festbetonparameter			Würfel				
Mittelwerte			Regel- prüfungen				
Anzahl			je 3				
ρ_{28d}		[kg/dm³]	2,42				
$f_{c,cube,dry 28d}$		[N/mm²]	106,5				
Prüfmaschine			DP 3000				

Prüftag: 09.01.2002 Alter: 28 d

Lagerung: 7d Wasserlagerung, anschließend 20°C, 65% LF

$$f_c = 111,5 \text{ N/mm}^2$$

Betonierdatum: 24.02.2004	Prüfdatum: 24.03.2004
----------------------------------	------------------------------

Anteile Werk

Mischrezeptur	[kg/m³]	[%]	
CEM I 42,5R	450		Lafarge
MS	90	10	Woermann

Zuschlagstoff	gesamt	1790	Ottendorf-Okrilla
Sand 0 / 2		680	38
Kies 2 / 8		573	32
Kies 8 / 16		537	30

[M-%] vom Zement

Fließmittel	FM 30	22,5	Woermann	5,0
Verögerer	VZ 32	0,00	Woermann	0
Wasser		80,4		

Frischbetonrohddichte	2,43	[kg/dm³] rechn.
-----------------------	------	-----------------

w/b =	0,28
-------	------

k-Zahl =	4,02
----------	------

Frischbetonparameter		
Mischraumtemp	19	[°C]
Frischbetontemp	24	[°C]
Ausbreitmaß a ₁₀	480	[mm]
Verdichten		
alle Prüfkörper	60	[s]

Mischreihenfolge	Mischzeit
kl. Mischer	[min]
1. Zuschlag+Zement	1,0
2. 1/2 Wasser+Silica	1,0
3. 1/2Wasser+FM	3,0

Festbetonparameter		Würfel				
		10[cm] Druckfest.				
Probe		1	2	3	4	Mittel
ρ_{28d}	[kg/dm³]	2,41	2,40	2,4	2,41	2,41
β_{28d}	[N/mm²]	117,7	117,3	111,2	115	115
Umrechnung auf 15er PK	[N/mm²]	113,7	113	107,4	111,4	111,5
Prüfmaschine		DP 3000				
		Zylinder				
		15/30 [cm] Zugfest.				
Probe		1	2	3	Mittel	
β_{28d}	[N/mm²]	4,6	4,5	4,6	4,6	
		ZD10				

Prüftag: 24.03.2003

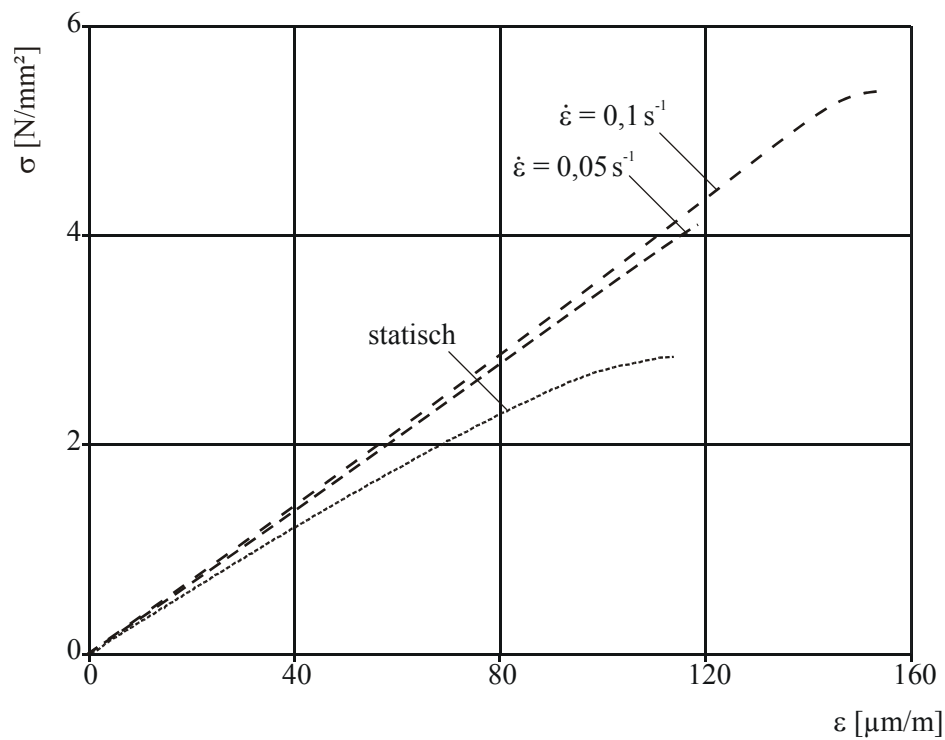
Alter: 28 d

Lagerung: 7d Wasserlagerung, anschließend 20°C, 65% LF

Anlage 3 Ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linien (Mittelwerte)

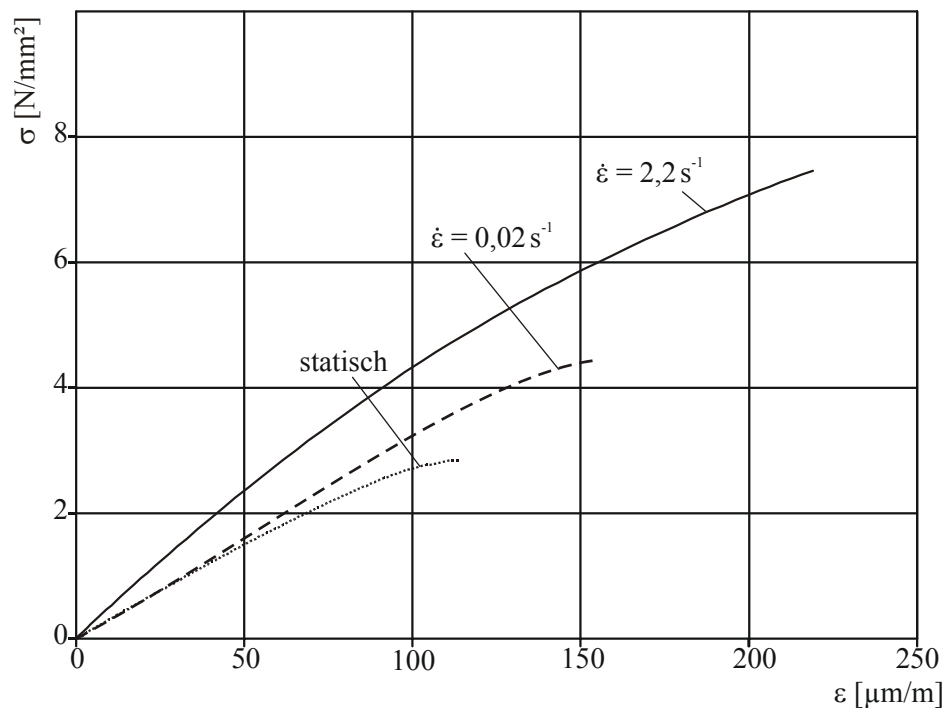
$$f_c = 28,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\dot{\varepsilon} = 0,05; 0,1 \text{ s}^{-1}$$



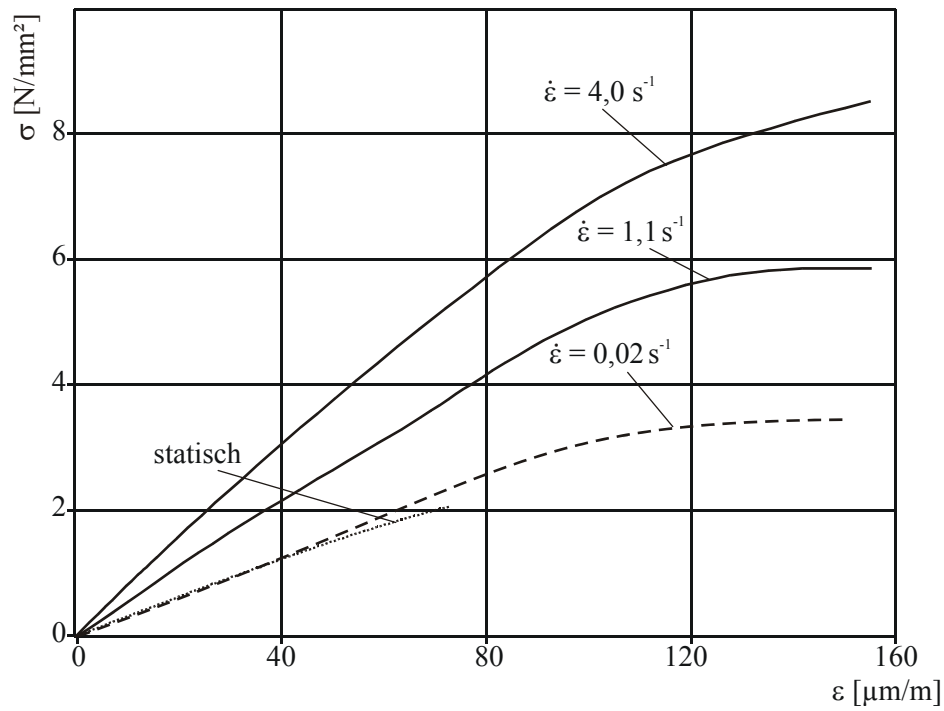
$$f_c = 31,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\dot{\varepsilon} = 0,02; 2,2 \text{ s}^{-1}$$



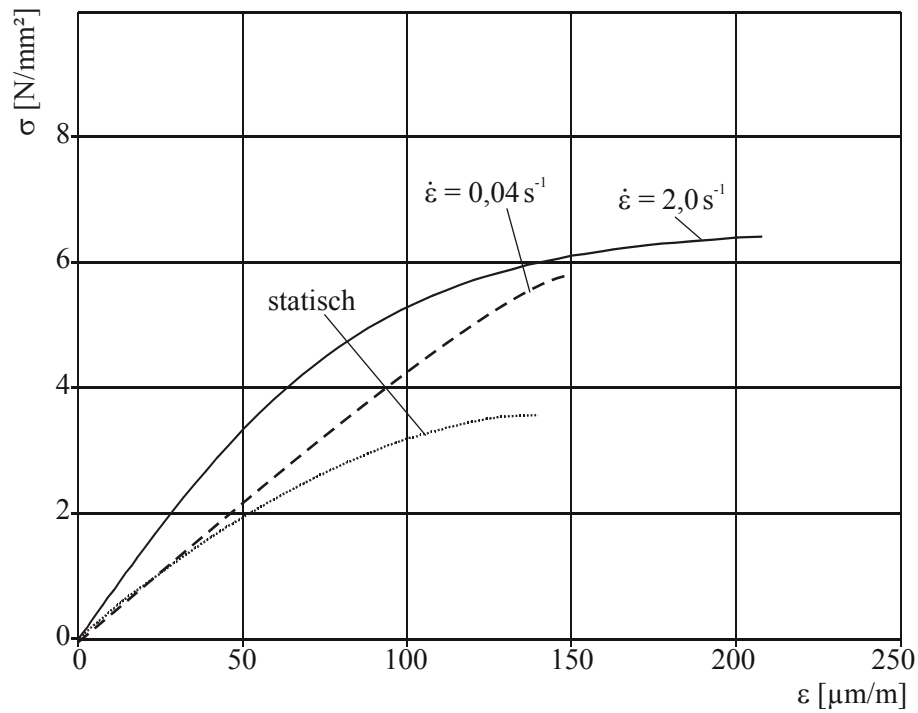
$$f_c \approx 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\dot{\epsilon} = 0,02; 1,1 \text{ s}^{-1}$$



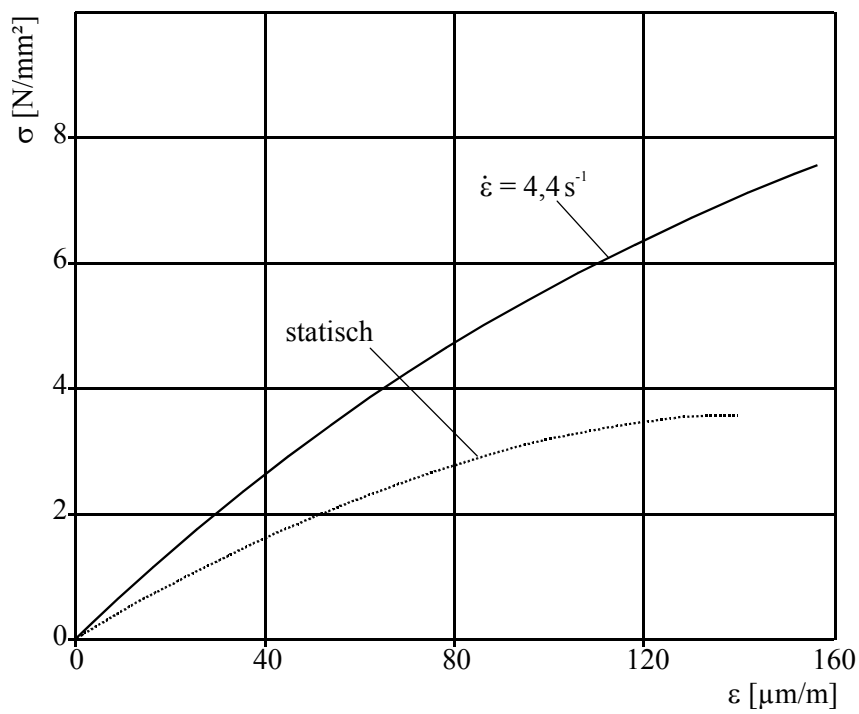
$$f_c = 75,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\dot{\epsilon} = 0,04; 2,0 \text{ s}^{-1}$$



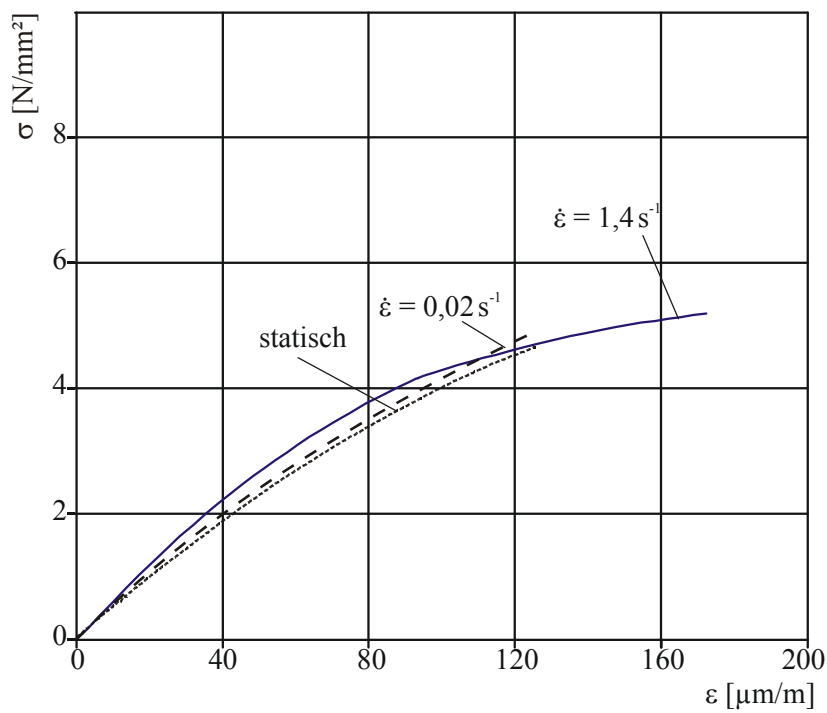
$$f_c = 95,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\dot{\varepsilon} = 4,4 \text{ s}^{-1}$$



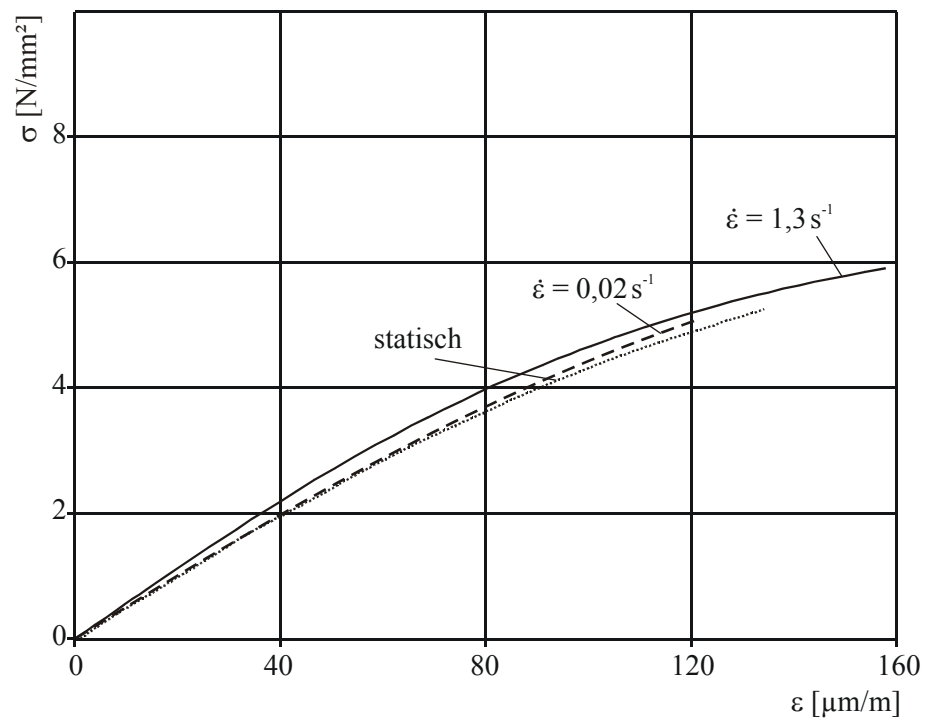
$$f_c = 99,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\dot{\varepsilon} = 0,02; 1,4 \text{ s}^{-1}$$



$$f_c = 106,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\dot{\varepsilon} = 0,02; 1,3 \text{ s}^{-1}$$



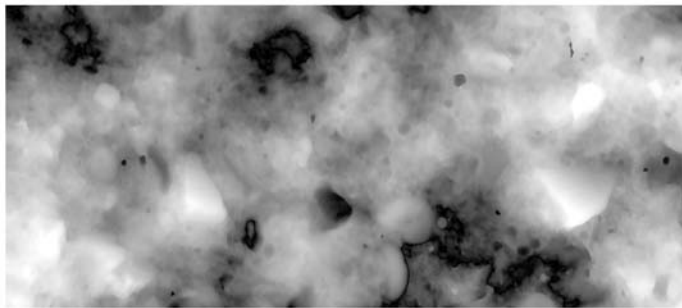
Anlage 4 Untersuchte Bruchflächen

Würfeldruckfestigkeit $f_c = 34,5 \text{ N/mm}^2 - \dot{\epsilon} < 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$



Foto der Bruchfläche

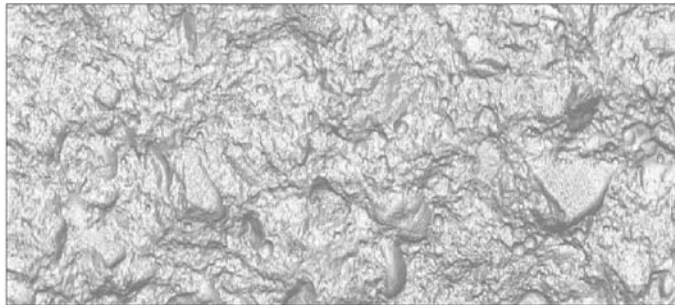
10 cm × 5 cm



Höhenprofil

9 cm × 4 cm

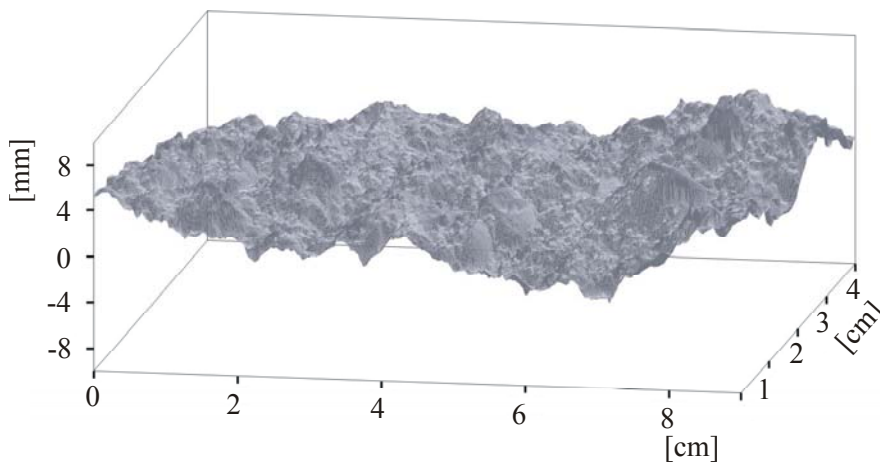
3601 × 1601 Pixel



Höhenprofil mit
Schatteneffekten
zur besseren
Visualisierung

9 cm × 4 cm

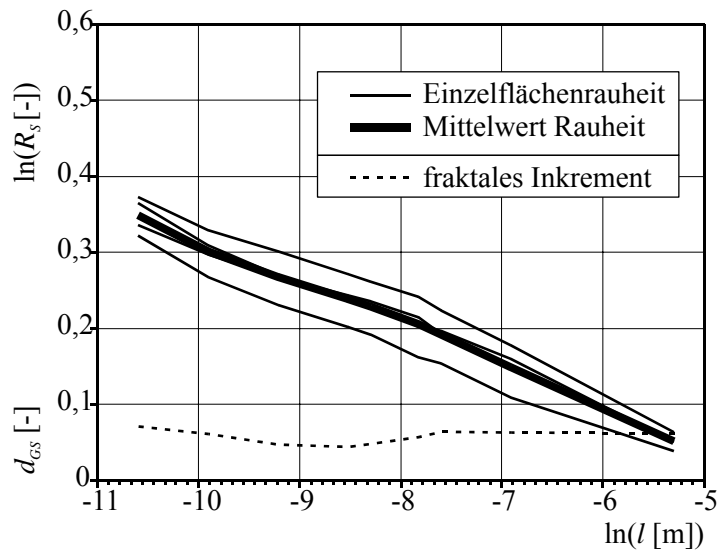
3601 × 1601 Pixel



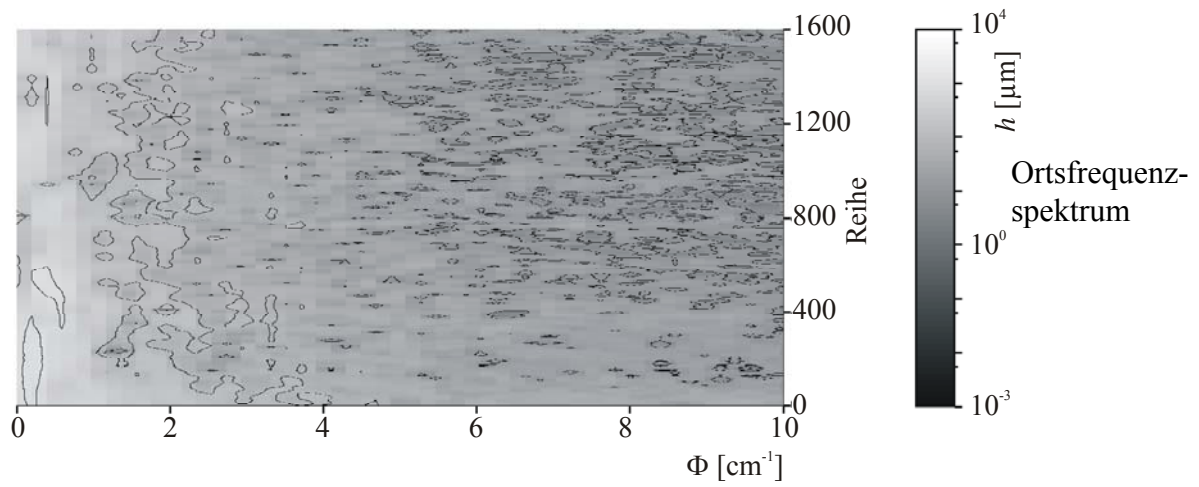
3D-Höhenprofil

9 cm × 4 cm

3601 × 1601 Pixel



Verlauf der Rauheit und des fraktalen Inkrementes, in Abhängigkeit von der Abtastfeinheit



Würfeldruckfestigkeit $f_c = 34,5 \text{ N/mm}^2 - \dot{\epsilon} = 5,8 \text{ s}^{-1}$



Foto der Buchfläche

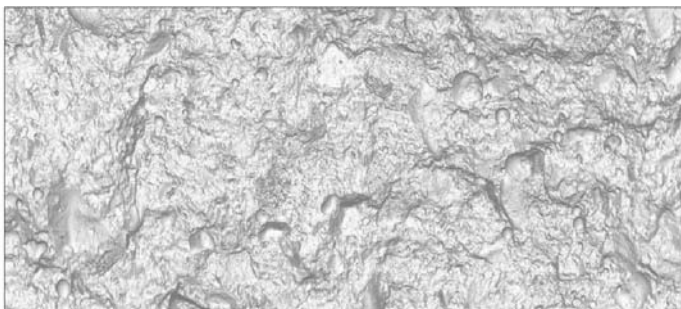
$10 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$



Höhenprofil

$9 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$

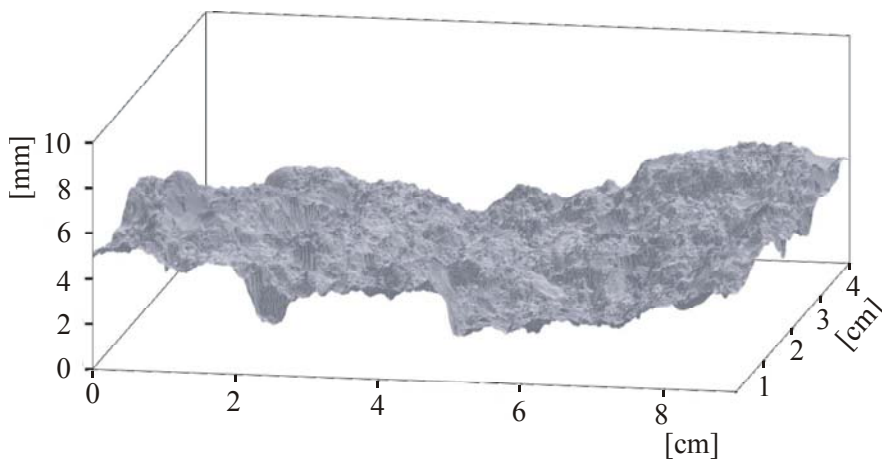
$3601 \times 1601 \text{ Pixel}$



Höhenprofil mit
Schatteneffekten
zur besseren
Visualisierung

$9 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$

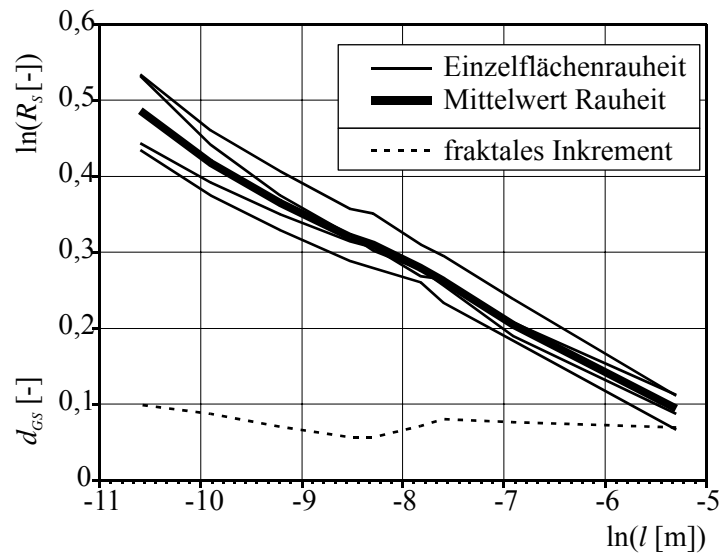
$3601 \times 1601 \text{ Pixel}$



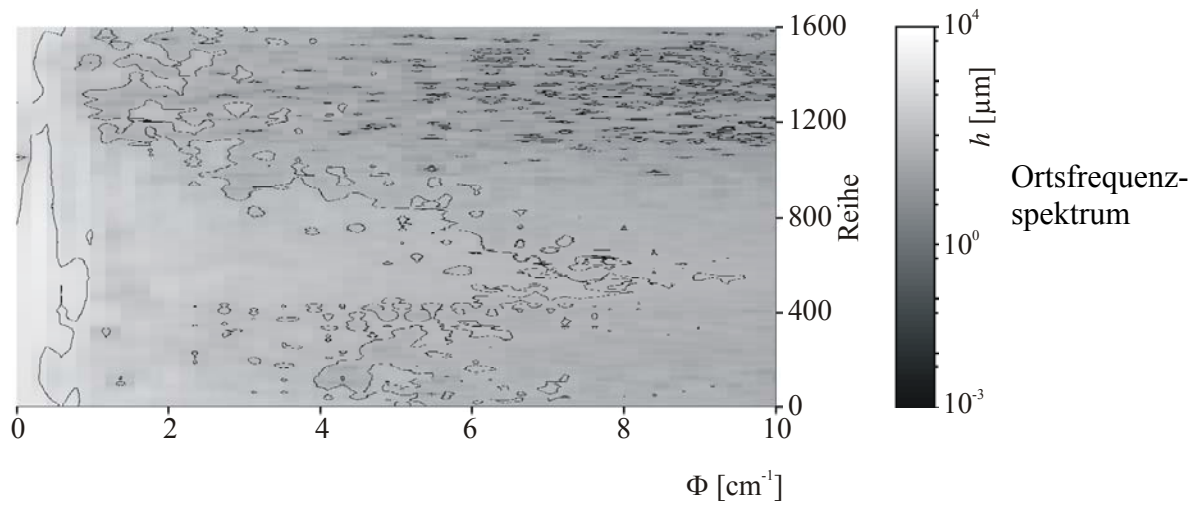
3D-Höhenprofil

$9 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$

$3601 \times 1601 \text{ Pixel}$



Verlauf der Rauheit und des fraktalen Inkrementes, in Abhängigkeit von der Abtastfeinheit



Würfeldruckfestigkeit $f_c = 75,7 \text{ N/mm}^2 - \dot{\epsilon} < 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$



Foto der Buchfläche

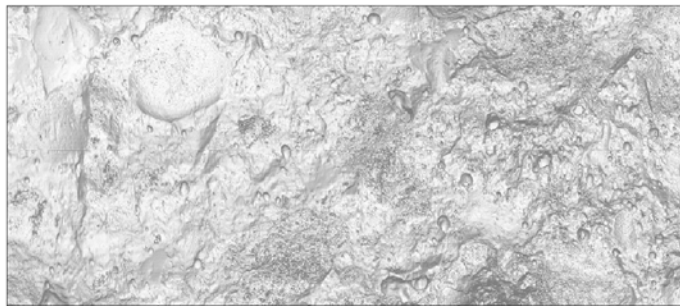
10 cm × 5 cm



Höhenprofil

9 cm × 4 cm

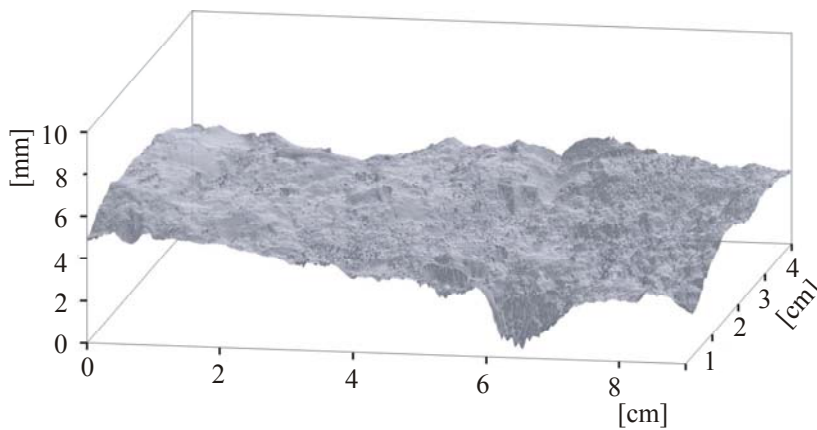
3601 × 1601 Pixel



Höhenprofil mit
Schatteneffekten
zur besseren
Visualisierung

9 cm × 4 cm

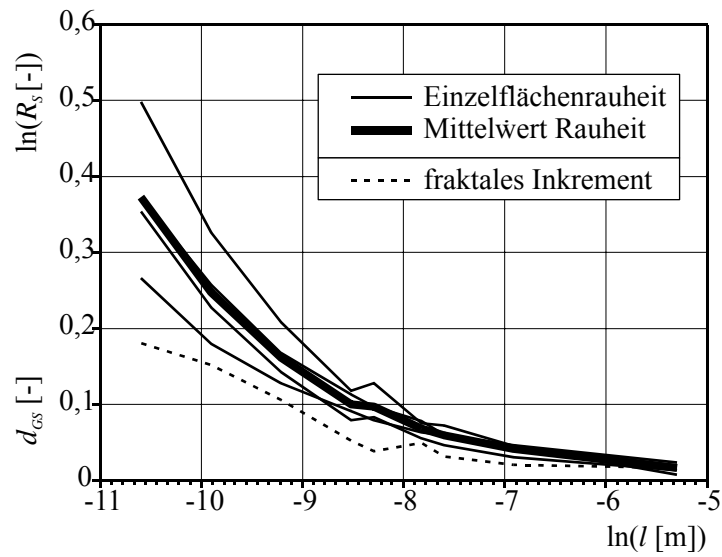
3601 × 1601 Pixel



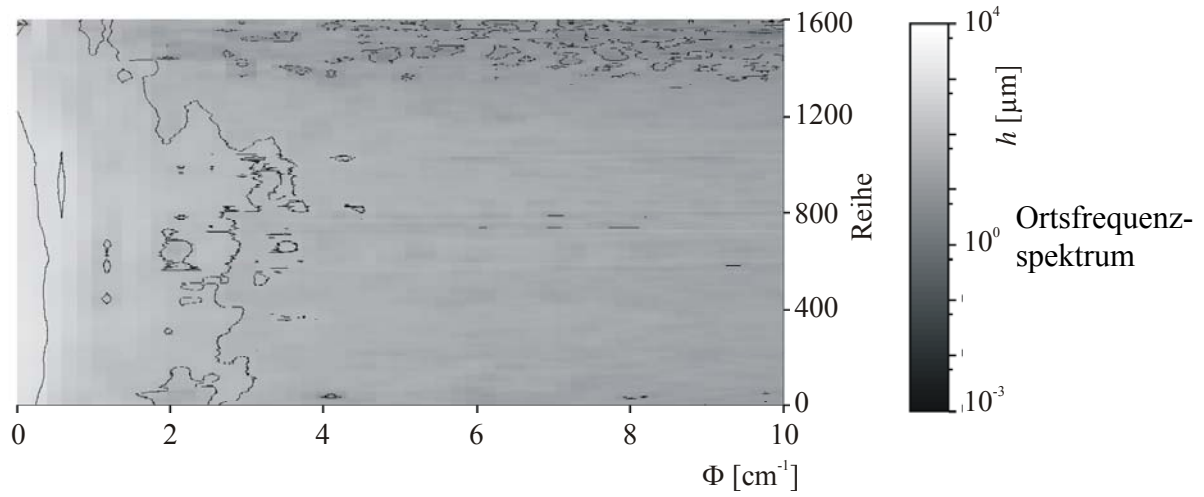
3D-Höhenprofil

9 cm × 4 cm

3601 × 1601 Pixel



Verlauf der Rauheit und des fraktalen Inkrementes, in Abhängigkeit von der Abtastfeinheit



Würfeldruckfestigkeit $f_c = 75,7 \text{ N/mm}^2 - \dot{\epsilon} = 2,0$



Foto der Bruchfläche

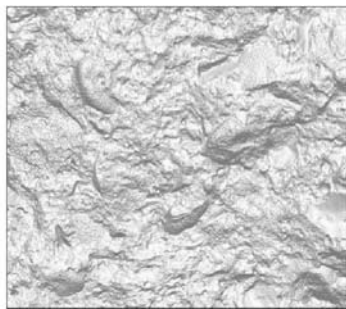
5 cm × 4,5 cm



Höhenprofil

4,5 cm × 4 cm

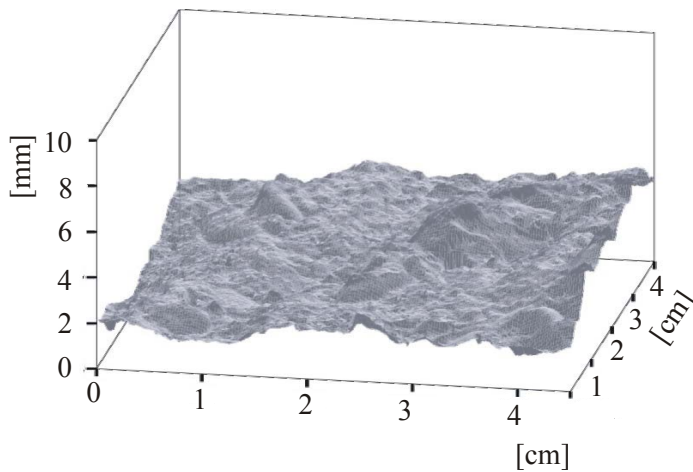
1801 × 1601 Pixel



Höhenprofil mit
Schatteneffekten
zur besseren
Visualisierung

4,5 cm × 4 cm

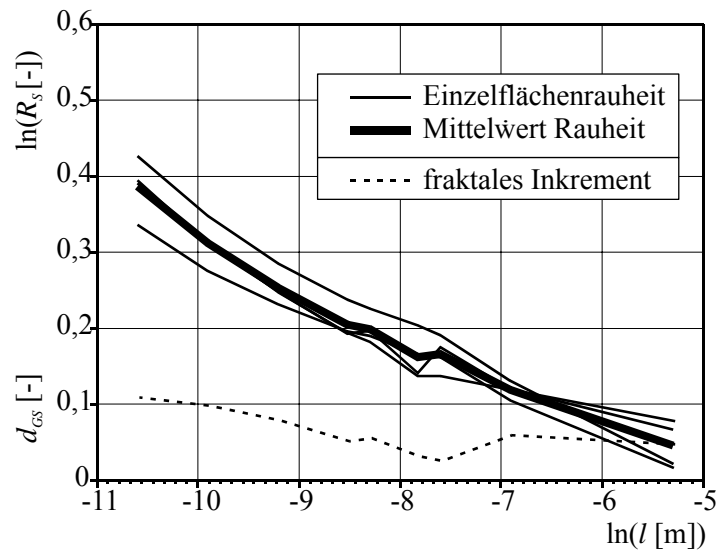
1801 × 1601 Pixel



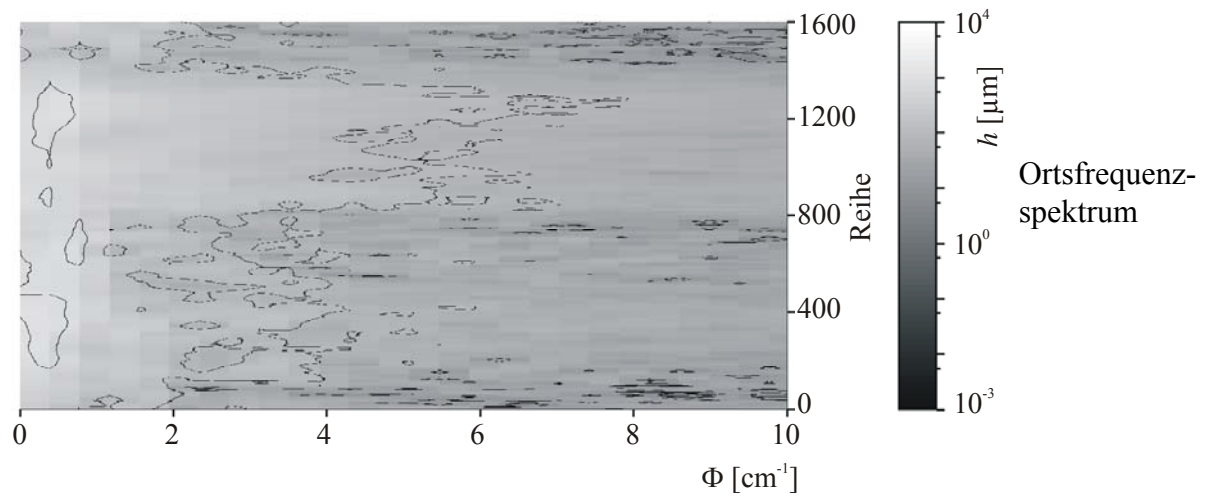
3D-Höhenprofil

4,5 cm × 4 cm

1801 × 1601 Pixel



Verlauf der Rauheit und des fraktalen Inkrementes, in Abhängigkeit von der Abtastfeinheit



Würfeldruckfestigkeit $f_c = 106,5 \text{ N/mm}^2 - \dot{\epsilon} < 1 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$



Foto der Buchfläche

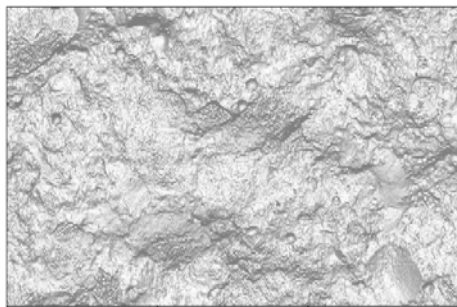
$7 \text{ cm} \times 4,5 \text{ cm}$



Höhenprofil

$6 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$

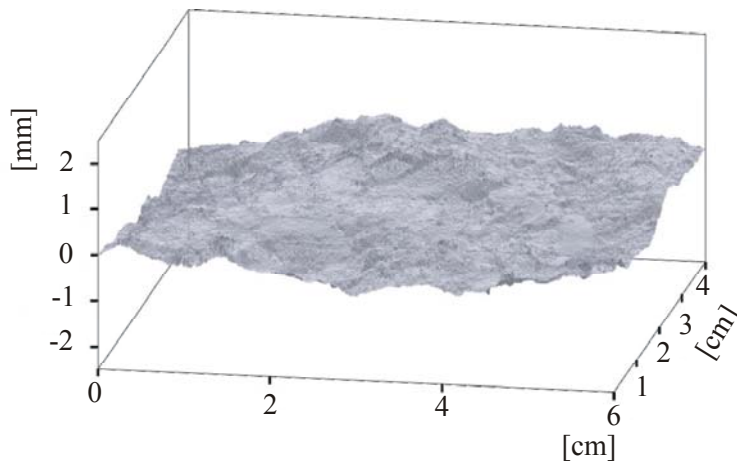
$2401 \times 1601 \text{ Pixel}$



Höhenprofil mit
Schatteneffekten
zur besseren
Visualisierung

$6 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$

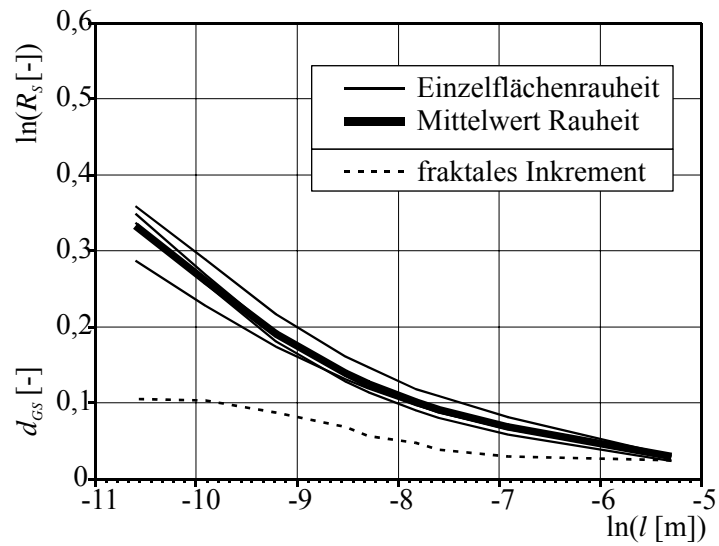
$2401 \times 1601 \text{ Pixel}$



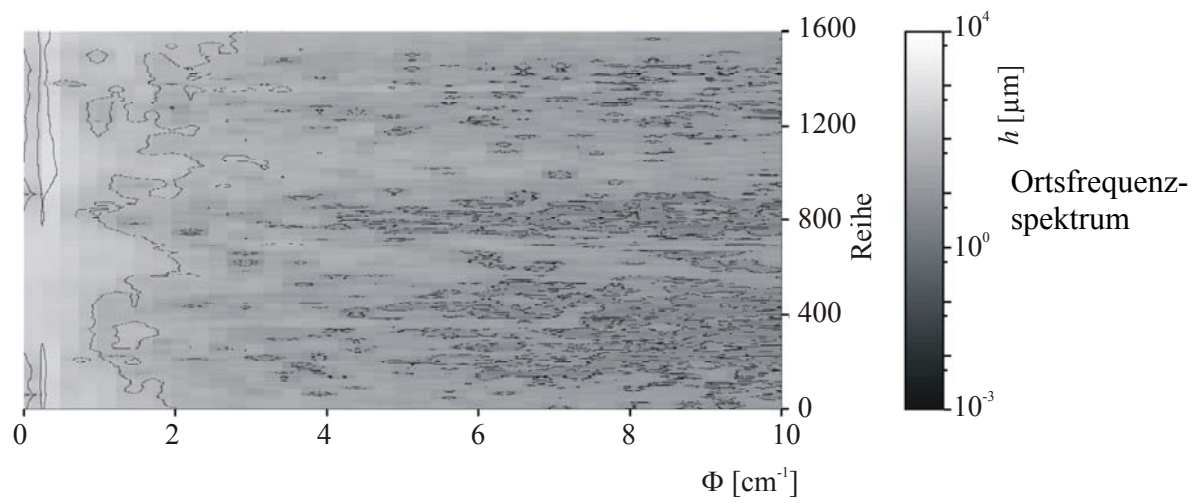
3D-Höhenprofil

$6 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$

$2401 \times 1601 \text{ Pixel}$



Verlauf der Rauheit und des fraktalen Inkrementes, in Abhängigkeit von der Abtastfeinheit

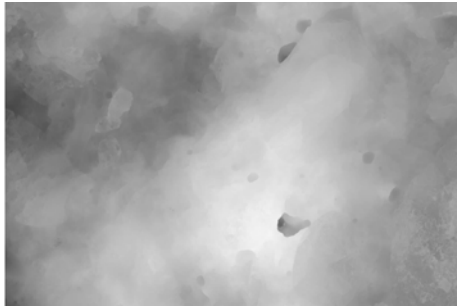


Würfeldruckfestigkeit $f_c = 106,5 \text{ N/mm}^2$ - $\dot{\epsilon} = 1,2$



Foto der Bruchfläche

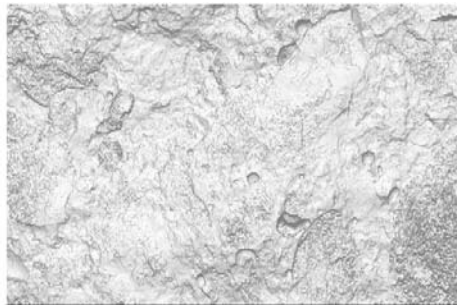
7 cm × 4,5 cm



Höhenprofil

6 cm × 4 cm

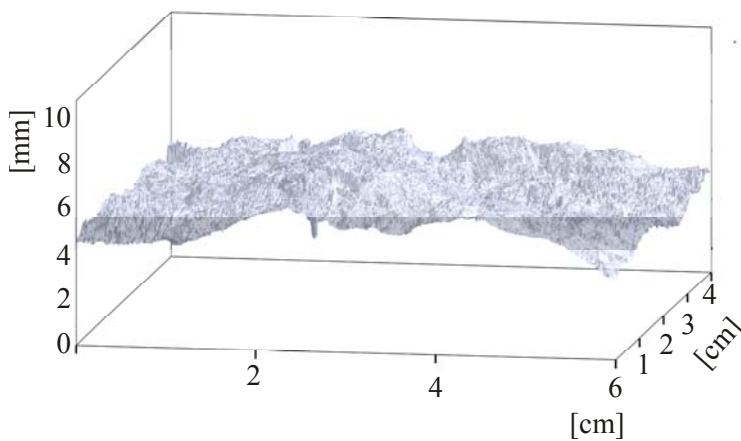
2401 × 1601 Pixel

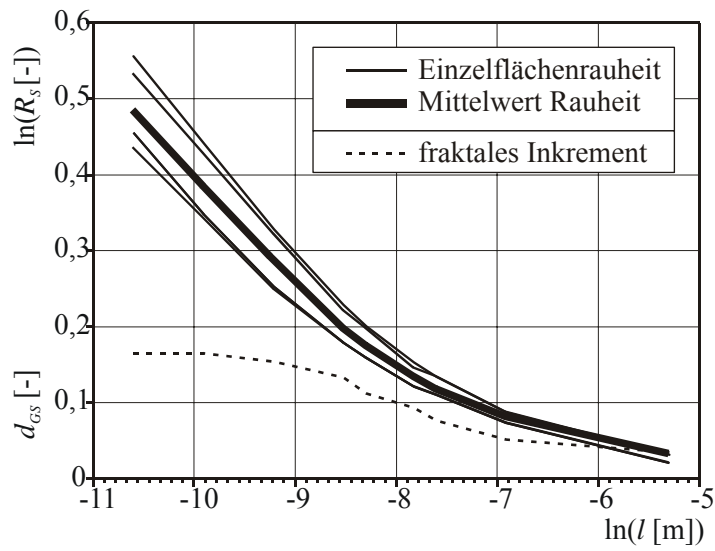


Höhenprofil mit
Schatteneffekten
zur besseren
Visualisierung

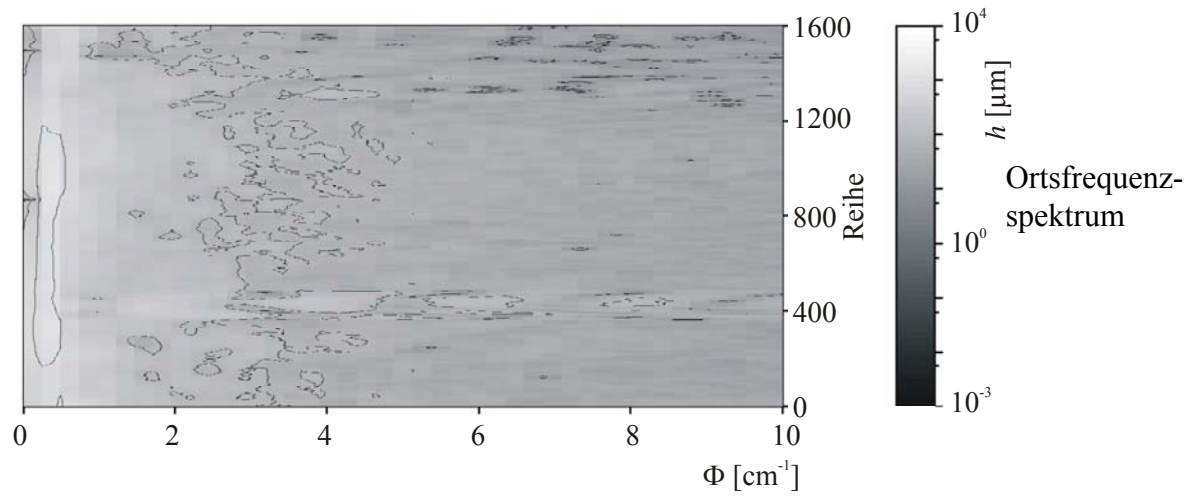
6 cm × 4 cm

2401 × 1601 Pixel



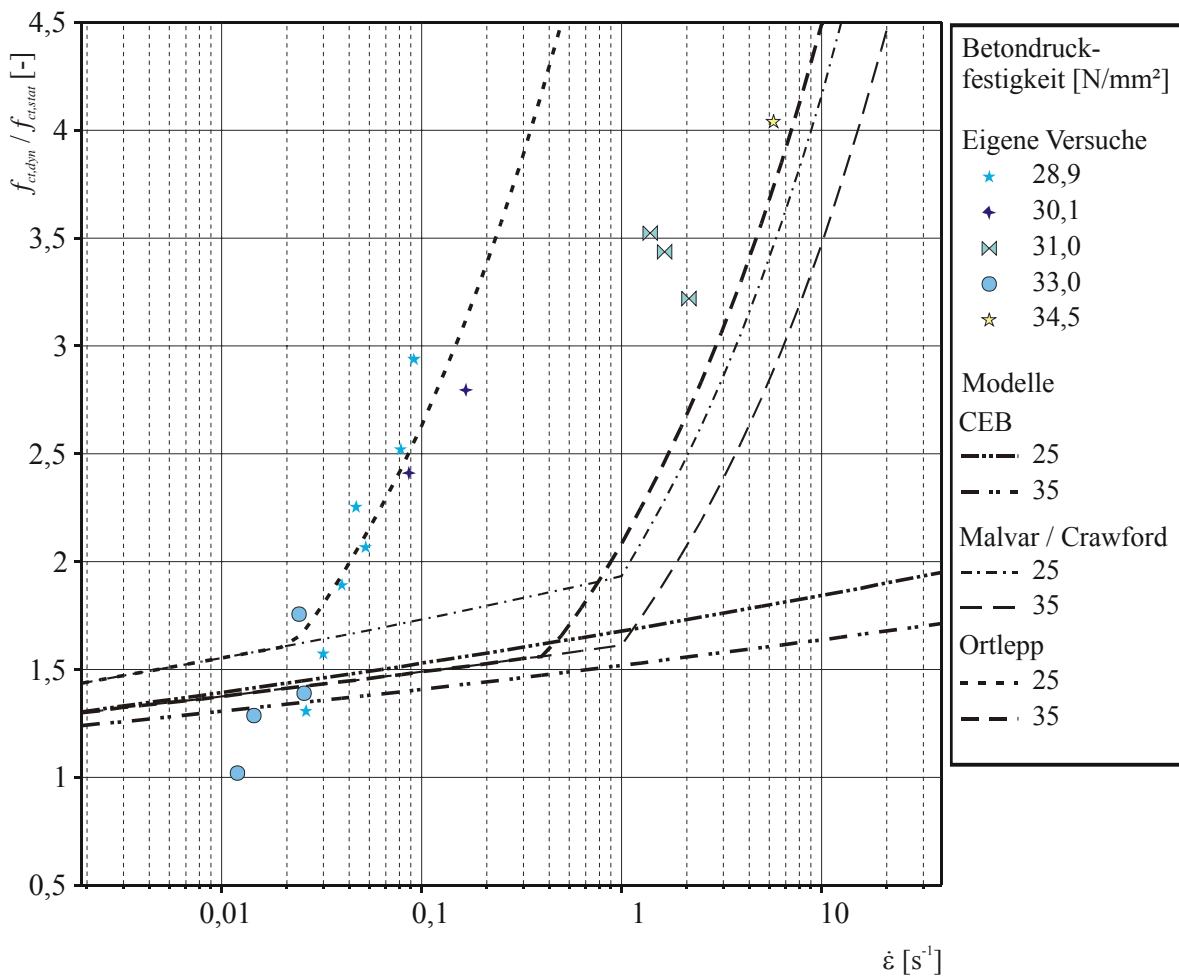


Verlauf der Rauheit und des fraktalen Inkrements, abhängig von der Abtastfeinheit



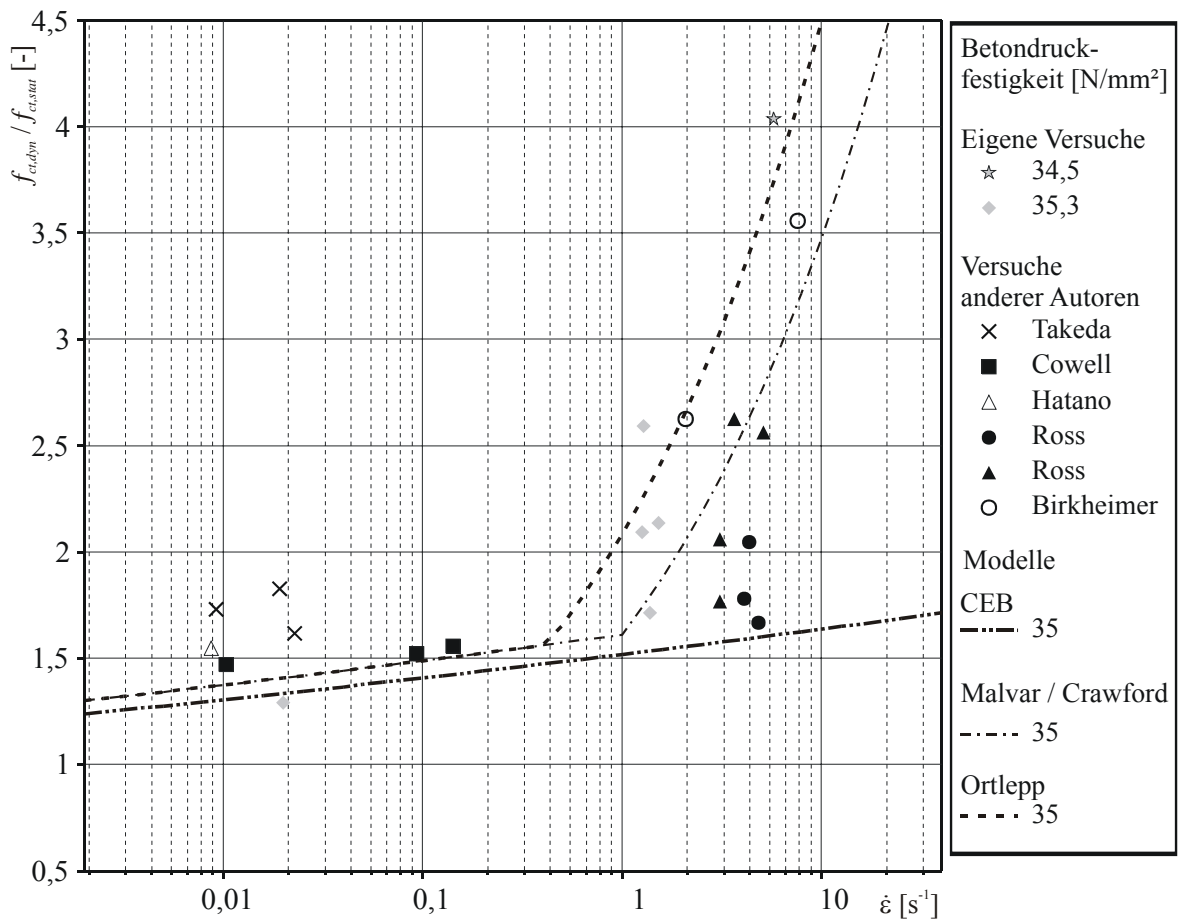
Anlage 5 Zugfestigkeitssteigerungen verschiedener Betondruckfestigkeiten

Für den Bereich $f_c = 25 \text{ N/mm}^2$ bis 35 N/mm^2 sind eigene Versuchsergebnisse der Zugfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit angegeben. Die verschiedenen Kurven geben die Formulierungen aus dem CEB [12], MALVAR / CRAWFORD [74] und die eigene Formulierung an.

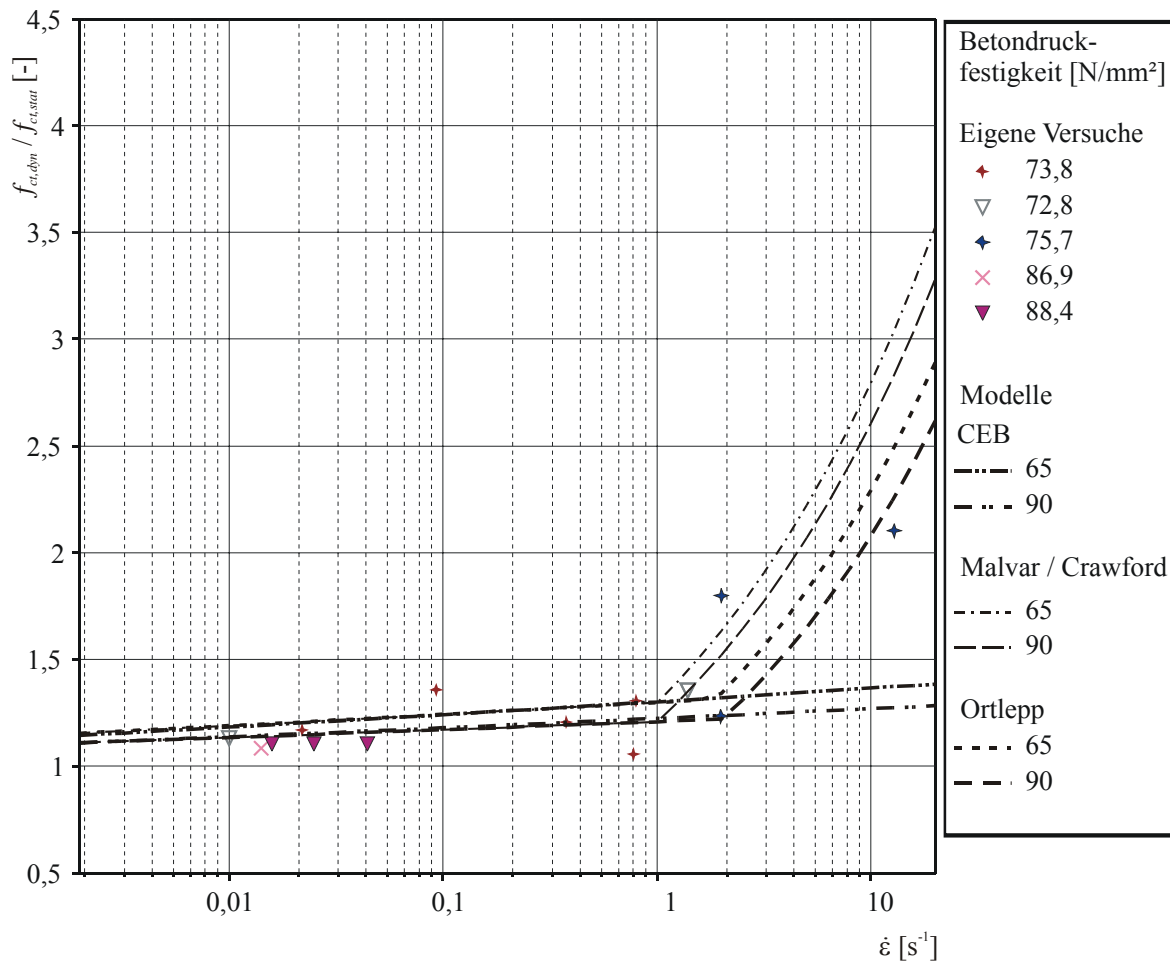


Die entsprechenden Frischbetonparameter, bezogen auf die angegebenen Betondruckfestigkeit, sind in Anlage 2 zusammengefasst. Eine repräsentative Bruchfläche eines Betons dieser Druckfestigkeit ist in Anlage 4 dargestellt.

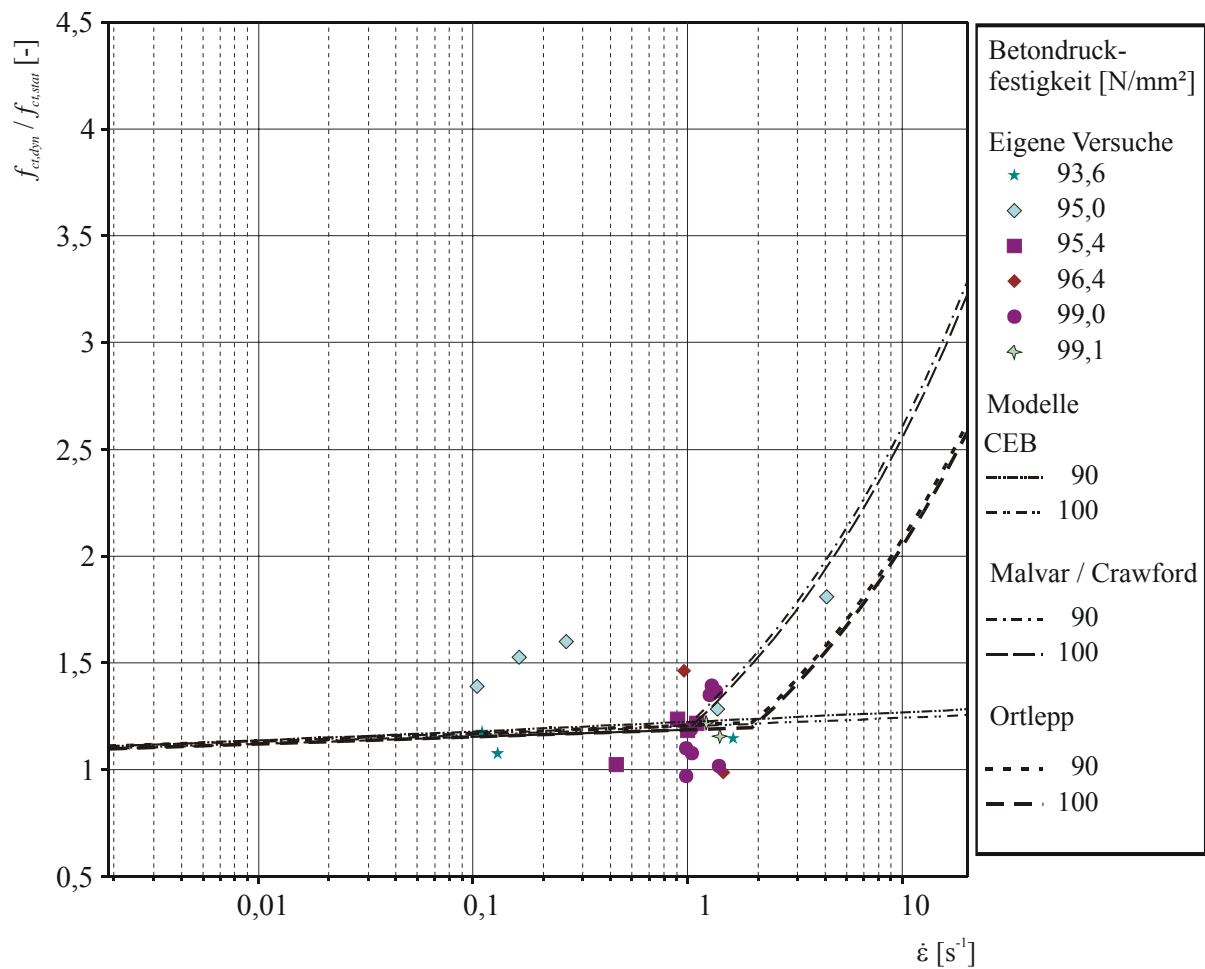
Für den Bereich $f_c = 35 \text{ N/mm}^2$ sind eigene Versuchsergebnisse zur Zugfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit sowie Ergebnisse anderer Autoren angegeben. Auch hier wieder mit der Angabe der Empfehlungen aus dem CEB [12], MALVAR / CRAWFORD [74] und der eigenen Formulierung.



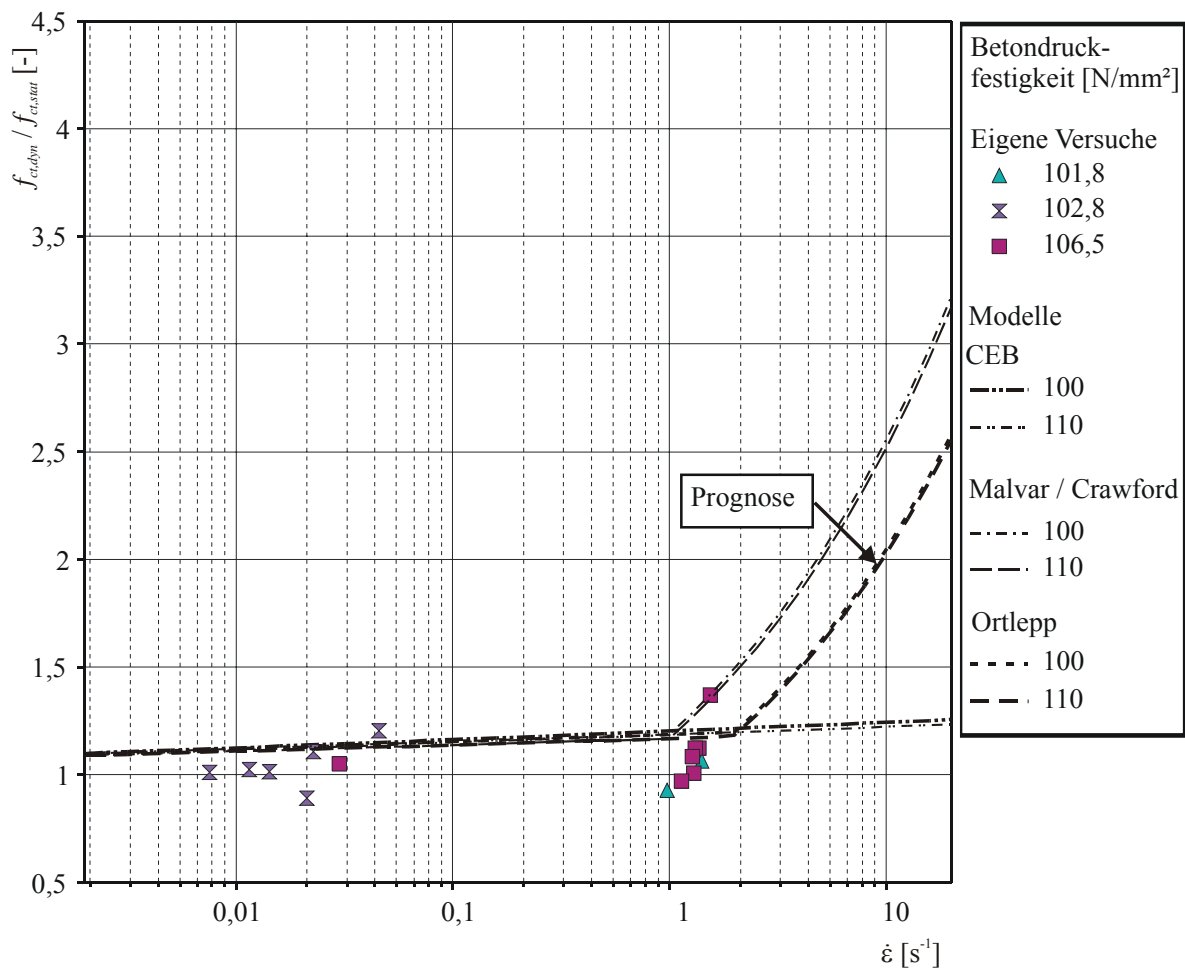
Für den Bereich $f_c = 65 \text{ N/mm}^2$ bis $f_c = 90 \text{ N/mm}^2$ sind eigene Versuchsergebnisse der Zugfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit angegeben – mit der Darlegung aus dem CEB [12], MALVAR / CRAWFORD [74] und der eigenen Formulierung.



Für den Bereich $f_c = 90 \text{ N/mm}^2$ bis $f_c = 100 \text{ N/mm}^2$ sind hier eigene Versuchsergebnisse der Zugfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit angegeben, dazu Modelle aus dem CEB [12], MALVAR / CRAWFORD [74] und die eigene Formulierung.



Für den Bereich über $f_c = 100 \text{ N/mm}^2$ sind hier eigene Versuchsergebnisse der Zugfestigkeitssteigerung in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit angegeben, sowie die Formulierung aus dem CEB [12], MALVAR / CRAWFORD [74] und die eigene Formulierung



Anlage 6 Darstellung des DMS-Ersatzwiderstandes

Für die Messung der Kraft aus der Belastung und Reaktion unterhalb und oberhalb des Probekörpers werden DMS verwendet, die an die Lastschiene angeklebt sind. Durch die spezielle Anordnung werden die Dehnungsanteile aus Biegung in der Stahlschiene ausgelöscht und die Anteile aus Normalkraft mit dem Faktor 1,0 gemessen (Abbildung 14.1).

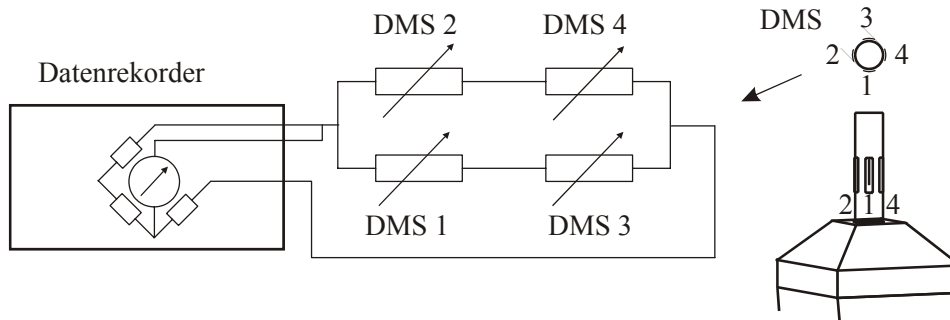


Abbildung 14.1 DMS-Verschaltung

Aus den Kirchhoffschen Gesetzen ergibt sich für einen Ersatzwiderstand einer Parallelschaltung von zwei Widerständen:

$$\frac{1}{R_{\text{ges}}} = \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \quad (11-1)$$

Der Ersatzwiderstand einer Reihenschaltung ist die Summe der einzelnen Widerstände

$$R_{\text{ges}} = R_1 + R_2 \quad (11-2)$$

Für die in Abbildung 14.1 dargestellte Kombination von Reihen- und Parallelschaltung kann Gl. (11-3) angegeben werden.

$$\frac{1}{\text{DMS}} = \frac{1}{\text{DMS 1} + \text{DMS 3}} + \frac{1}{\text{DMS 2} + \text{DMS 4}} \quad (11-3)$$

Jeder Dehnmessstreifen besitze einen Grundwiderstand von $R_{\text{DMS}} = 120 \, \Omega$. Je nach Belastung schwankt dieser Widerstand um den Wert ΔR_x . Die ausführliche Gleichung für den Ersatzwiderstand wird erweitert zu Gl. (11-4).

$$\frac{1}{R_{\text{ges}}} = \frac{1}{R_1 + \Delta R_1 + R_3 + \Delta R_3} + \frac{1}{R_2 + \Delta R_2 + R_4 + \Delta R_4} \quad (11-4)$$

Im Falle einer Biegung um die horizontale Achse durch Punkt 2 und 4 werden DMS 2 und DMS 4 keine Dehnung bzw. Stauchung erfahren. Die Dehnung von DMS 1 entspricht dem gleichen Wert der Stauchung von DMS 3. Gl. (11-4) wird nun wie folgt vereinfacht.

$$\frac{1}{R_{\text{ges}}} = \frac{1}{R_1 + \Delta R_1 + R_3 + (-\Delta R_3)} + \frac{1}{R_2 + R_4} = \frac{1}{2 \cdot R} + \frac{1}{2 \cdot R} = \frac{1}{R} \quad (11-5)$$

Die Änderung der Widerstände der DMS 1 und 3 addieren sich zu *Null*.

Wird eine zentrische Normalkraft eingeleitet, erfahren alle DMS die gleiche Dehnung. Das Ergebnis der Gleichung des Ersatzwiderstandes für diesen Fall ist in Gl. (11-6) dargestellt.

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{R_{\text{ges}}} &= \frac{1}{R_1 + \Delta R_1 + R_3 + \Delta R_3} + \frac{1}{R_2 + \Delta R_2 + R_4 + \Delta R_4} \\
 &= \frac{1}{2 \cdot (R + \Delta R)} + \frac{1}{2 \cdot (R + \Delta R)} = \frac{1}{R + \Delta R}
 \end{aligned}
 \tag{11-6}$$

Hiermit ist gezeigt, dass mit dieser speziellen Verschaltung von 4 Dehnmessstreifen Verformungen eines Rohrs infolge Biegung eliminiert und nur die Dehnungen infolge Normalkraft gemessen werden.